

Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung
der Technischen Universität München

Abschätzung der Wahrscheinlichkeit tausalzinduzierter Bewehrungskorrosion

Baustein eines Systems zum Lebenszyklusmanagement von Stahlbetonbauwerken

Sascha Lay

Vollständiger Abdruck der von der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender:	Univ.-Prof. Dr.-Ing. Detlef Heinz
Prüfer der Dissertation:	1. Univ.-Prof. Dr.-Ing., Dr.-Ing. E.h. Peter Schießl
	2. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Harald Budelmann, Technische Universität Braunschweig

Die Dissertation wurde am 15.09.2005 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen am 27.02.2006 angenommen.

KURZFASSUNG

Als Baustein für ein System zum Lebenszyklusmanagement wird in dieser Arbeit ein vollprobabilistisches Modell zur Abschätzung der Wahrscheinlichkeit für Bewehrungsdepassivierung infolge Tausalzeintrag in Beton im Spritz- und Sprühnebelbereich von Verkehrsbauwerken bereitgestellt. Das Modell basiert auf einer analytischen Lösung für Konvektion mit hydrodynamischer Dispersion von Chlorid in Beton. Die Abhängigkeiten des Eintrags von der Zeit, dem Ort und der Betonzusammensetzung finden über Zufallsvariablen auf Seiten der Chloridbelastung und der Transportkennwerte Eingang ins Modell. Weiterhin werden Methoden bereitgestellt, womit Unsicherheiten in den Modellvariablen über Inspektionsdaten nach dem Prinzip Bayes'scher Wahrscheinlichkeitstheorie reduziert werden können. Die Integration des Modells in ein System zum Lebenszyklusmanagement gelingt über die Kalibrierung eines einfachen Rechenalgorithmus, der als Markov Kette bekannt ist.

ABSTRACT

As a module of a life cycle management system this study provides a full probabilistic model for the estimation of the probability of reinforcement depassivation as induced by the ingress of de-icing salts into concrete in splash and spray water zones of road structures. The model is based upon an analytic solution for convection coupled with hydrodynamic dispersion of chlorides in concrete. The dependence of the ingress upon time, space and concrete composition are introduced by means of random variables on the side of the chloride loading and the transport parameters of the model. Moreover, a framework is provided which enables to reduce the uncertainties in the model variables by implementing data from inspections by means of the principles of Bayesian reliability theory. The integration of the model into a system for life cycle management is achieved by calibrating a simple calculation algorithm, known as the Markov Chain.

VORWORT

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung der TU-München.

Meinem Doktorvater Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Peter Schießl möchte ich für die Möglichkeit zur Bearbeitung meiner Forschungsvorhaben, das in mich gesetzte Vertrauen und seine wertvollen Hinweise und Verbesserungsvorschläge während der Betreuung meiner Arbeit herzlich danken.

Ich danke Herrn Prof. Dr.-Ing. Harald Budelmann für die Übernahme des zweiten Referats sowie Herrn Prof. Dr.-Ing. Detlef Heinz für den Vorsitz in der Prüfungskommission.

Den Lektoren der vorliegenden Arbeit Dr.-Ing. Christoph Gehlen, Dipl.-Ing. Christian Brandes und Dipl.-Ing. Albrecht Lenz sei für Ihre hilfreichen Anregungen gedankt.

Der Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen „Otto von Guericke“ e.V. und der Europäischen Union danke ich für die Finanzierung meiner Forschungsvorhaben. Es sei allen Verwaltungsstellen gedankt, die mir bereitwillig Daten zur Auswertung zur Verfügung stellten und umfangreiche Bauwerksuntersuchungen durchführen ließen, allen voran das Baureferat der Landeshauptstadt München und der Landschaftsverband Rheinland.

Zu Dank bin ich auch meinen Diplomanten Dipl.-Ing. Markus Hecht, Dipl.-Ing. Siegfried Zeller, Dipl.-Ing. Michael Tsu und Dipl.-Ing. Simon Liebl verpflichtet, die durch Ihre Ausarbeitungen maßgeblich zur vorliegenden Arbeit beigetragen haben. Ohne meine hilfswissenschaftlichen Mitarbeiter und die Mitarbeiter des Beton-, Korrosions- und Chemielabors wäre die sorgfältige Durchführung der notwendigen Laborversuche nicht möglich gewesen. Für Ihre Hilfe und Anregungen bedanke ich mich sehr herzlich. Ebenso danke ich allen ehemaligen Kollegen und Kolleginnen, die durch die angenehme Arbeitsatmosphäre und die fachlichen Diskussionen zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben.

Zu großem Dank bin ich Dr.-Ing. Andreas Volkwein verpflichtet, der zu jeder Zeit großes Interesse an meiner Arbeit bewies und mir während unserer vielen Gespräche durch äußerst wertvolle Ratschläge seine Unterstützung zu teil werden ließ.

Meiner Frau Judit möchte ich ganz besonders danken, die mich in den vergangenen Jahren stets moralisch unterstützte und großes Verständnis und viel Geduld zeigte.

München, im März 2006

Sascha Lay

INHALTSVERZEICHNIS

1	PROBLEMSTELLUNG, ZIELSETZUNG UND VORGEHENSWEISE	4
1.1	Problemstellung	4
1.1.1	Schäden an Ingenieurbauwerken infolge Bewehrungskorrosion	4
1.1.2	Existierende Ansätze zum Lebenszyklusmanagement	4
1.2	Zielsetzung	5
1.3	Vorgehensweise	6
2	MODELL ALS ARBEITSHYPOTHESE	8
2.1	Stand des Wissens zur Chloridbelastung von Betonbauwerken durch Tausalze	8
2.1.1	Einsatz von Tausalzen	8
2.1.2	Chloridkonzentration in Tauwässern auf der Straße	8
2.1.3	Verteilung von Tausalz in die Umwelt	9
2.1.4	Fazit	10
2.2	Stand des Wissens zur Modellierung des Chlorideintrags in Beton	10
2.2.1	Vorgehensweise	10
2.2.2	Chloridbindung	11
2.2.3	Diffusion	11
2.2.4	Ionogene Interaktion	16
2.2.5	Huckepack-Transport	20
2.3	Stand des Wissens zur Berechnung der Depassivierungswahrscheinlichkeit	25
2.3.1	Berechnungsverfahren	25
2.3.2	Reduktion von Unsicherheiten durch Abgleich nach Bayes	28
2.4	Randbedingungen für die Modellkonzeption	30
2.5	Modellkonzeption	31
2.5.1	Vorüberlegungen zum Grundmodell	31
2.5.2	Zeitabhängigkeit der Konvektionsgeschwindigkeit	33
2.5.3	Zeitabhängigkeit des Diffusionskoeffizienten	34
2.5.4	Formulierung des Gesamtmodells	35
3	GENUTZTER DATENBESTAND ZUR KALIBRIERUNG DER MODELLVARIABLEN	36
3.1	Genutzter Datenbestand zum scheinbaren Diffusionskoeffizienten	36
3.2	Genutzter Datenbestand an Chloridprofilen und bisherige Auswertungsmethodik	39
3.2.1	Das Chloridprofil als Antwort des Betons auf die Chloridbelastung	39
3.2.2	Auswertung von Chloridprofilen gemäß des Modellansatzes	39
3.2.3	Abschätzung des Einflusses der Profilqualität auf die Regressionsrechnung	46
3.2.4	Kapillare Saugversuche mit Salzlösungen im Labor	49
3.2.5	Auslagerungsversuche	50
3.2.6	Bauwerksuntersuchungen	56
3.2.7	Fazit zum Datenbestand an Chloridprofilen	58
4	EIGENE UNTERSUCHUNGEN	60
4.1	Ziel und Vorgehensweise	60
4.2	Migrationsversuche zum Einfluss der Zusammensetzung und des Alters von Beton	61
4.2.1	Versuchsdurchführung	61
4.2.2	Herleitung zur herkömmlichen Auswertungsformel	63
4.2.3	Einfluss der Dispersion auf den Migrationskoeffizienten	65
4.2.4	Versuchsumfang	70
4.2.5	Einfluss des Bindemittelgehaltes	71
4.2.6	Einfluss von Zuschlagsart und -form	71
4.2.7	Einfluss künstlicher Luftporen	72
4.2.8	Einfluss des Fließmittelgehaltes	72
4.2.9	Einfluss des Wasser-Zement-Verhältnisses	72
4.2.10	Einfluss des Bindemittels und des Betonalters	73
4.3	Entwicklung eines Migrationsversuchs zur Anwendung auf chloridhaltigen Beton	75
4.3.1	Entwicklungsbedarf	75
4.3.2	Untersuchte Ionen und korrespondierende Indikatoren	76
4.3.3	Vergleich der Eigenschaften von Chlorid und Jodid	77
4.3.4	Migrationsversuche mit Chlorid und Jodid	77
4.3.5	Chlorid- und Jodidprofile im Anschluss an Migrationsversuche	78

4.3.6	Freie Jodidkonzentration am Farbumschlagpunkt	79
4.3.7	Anwendung des entwickelten Farbindikators auf carbonatisierten Bauwerksbeton	80
4.3.8	Korrelation der Migrationskoeffizienten bestimmt für Chlorid und Jodid	80
4.4	Einfluss der Chloridbelastung des Betons auf den scheinbaren Diffusionskoeffizienten	81
4.4.1	Migrationsversuche an Proben mit Chlorid im Anmachwasser	81
4.4.2	Migrationsversuche an Proben mit Chloridbelastung im erhärteten Zustand	81
4.4.3	Migrationsversuche an Bauwerksproben mit und ohne Chloridbelastung	83
4.4.4	Diffusionsversuche an chloridbelasteten Proben	84
4.5	Wiederholte Bestimmung von Chloridprofilen an Bauwerken	85
4.5.1	Auswahl von Bauwerken	85
4.5.2	Entnahme von Bohrmehl und Chloridanalyse	86
4.5.3	Ergebnisse	86
4.5.4	Folgerungen	90
5	QUANTIFIZIERUNG DER CHLORIDBELASTUNG	90
5.1	Quantifizierung des Grundchloridgehaltes c_i	90
5.2	Quantifizierung der Oberflächenkonzentration c_s	91
5.2.1	Zur Abhängigkeit von der Lage	91
5.2.2	Zur Abhängigkeit von der Betonzusammensetzung	98
5.2.3	Zur Abhängigkeit von der Zeit	99
6	QUANTIFIZIERUNG DER TRANSPORTVARIABLEN	99
6.1	Quantifizierung der Konvektionsgeschwindigkeit	99
6.1.1	Vorüberlegungen	99
6.1.2	Zur Abhängigkeit von der Betonzusammensetzung	102
6.1.3	Zur Abhängigkeit von der Lage und der Zeit	106
6.2	Quantifizierung der Dispersivität	107
6.2.1	Vorüberlegungen	107
6.2.2	Zur Abhängigkeit von der Betonzusammensetzung	110
6.3	Quantifizierung des scheinbaren Diffusionskoeffizienten	111
6.3.1	Zur Abhängigkeit vom Wasser-Bindemittel-Verhältnis	111
6.3.2	Zur Abhängigkeit vom Bindemittel und dem Alter	114
6.3.3	Zum Einfluss der Dispersion auf den Migrationskoeffizienten	116
6.3.4	Zum Einfluss des Wassersättigungsgrades	116
6.3.5	Zusammenfassung zur Quantifizierung des scheinbaren Diffusionskoeffizienten	120
7	BEISPIEL ZUR ABSCHÄTZUNG DER DEPASSIVIERUNGSAHSCHWEINLICHKEIT	120
7.1	Ausgangssituation	120
7.2	Eingangswerte für die Berechnungen	120
7.3	Berechnungsergebnisse	123
7.4	Signifikanzanalyse	124
7.5	Möglichkeiten zur Reduktion der Modellkomplexität	126
8	AUSBLICK	128
8.1	Reduktion von Unsicherheiten durch Abgleich nach Bayes	128
8.1.1	Untersuchungsergebnisse als Randbedingungen im Modell	128
8.1.2	Das „Geburtszertifikat“	128
8.1.3	Informationsgewinn durch den Chloridmigrationskoeffizienten in höherem Bauwerksalter	129
8.1.4	Informationsgewinn durch Chloridprofile	130
8.1.5	Informationsgewinn durch Korrosionssensoren	131
8.2	Integration des Modells in ein System zum Lebenszyklusmanagement	133
8.2.1	Definition von Zuständen	133
8.2.2	Die Markov Kette als Bindeglied	135
8.3	Prognose als Werkzeug zur optimierten Instandsetzungsplanung	140
8.4	Weiterer Forschungsbedarf	142
8.4.1	Effekt einer teilweisen Wassersättigung auf den scheinbaren Diffusionskoeffizienten	142
8.4.2	Korrosionsphase	143
8.4.3	Effekt von Reparaturmaßnahmen	143
9	ZUSAMMENFASSUNG	144
10	LITERATUR	153

1 Problemstellung, Zielsetzung und Vorgehensweise

1.1 Problemstellung

1.1.1 Schäden an Ingenieurbauwerken infolge Bewehrungskorrosion

Im Bundesfernstraßennetz befanden sich Ende 2001 rd. 36.000 Brücken sowie eine große Anzahl weiterer Ingenieurbauwerke. Das Anlagevermögen beträgt rd. 170 Mrd. Euro. Davon entfallen rd. 50 Mrd. Euro auf Bauwerke, wobei der Hauptanteil von rd. 40 Mrd. Euro in Brückenbauwerke investiert ist [1]. Beton war im vergangenen Jahrhundert und wird vermutlich auch zukünftig der wichtigste Konstruktionswerkstoff sein. So wurden rd. 50 % der heutigen Brücken in Stahlbeton- und 40 % in Spannbetonbauweise ausgeführt. Ein verstärkter Ausbau des Fernstraßennetzes fand in den 60er und 70er Jahren statt. Die Erhaltung der heute 30 bis 40 Jahre alten Betonbauwerke bindet dabei hohe Haushaltsbeträge. Im Jahr 2001 wurden bundesweit rd. 0,4 Mrd. Euro für die Erhaltung von Ingenieurbauwerken aufgewendet [1], davon etwa die Hälfte für korrosionsbedingte Instandsetzungen [2]. Der maßgebliche Mechanismus ist hierbei die tausalzinduzierte Bewehrungskorrosion. Ähnliche Verhältnisse sind auch in anderen Ländern Europas vorzufinden. Ursachen für die aufgetretenen Korrosionsschäden sind unzureichende Kenntnisse und mangelndes Bewusstsein, was die maßgebenden Zusammenhänge zwischen Umwelteinwirkungen und Bauwerkswiderstand betrifft.

1.1.2 Existierende Ansätze zum Lebenszyklusmanagement

Ein Ziel des Lebenszyklusmanagement besteht darin, den Erwartungswert des Nutzens $E[N]$ eines Bauwerks, also die Differenz aus den in Summe zu erwartenden Einnahmen (E , in der Regel Null außer bei z.B. Mautstrecken) und den Kosten für Bau (K_B), Instandsetzung (K_I) inkl. Inspektion und Instandhaltung, Versagen (K_V) und damit z. B. Sach- und Personenschäden und schließlich Rückbau (K_R) während der geplanten Nutzungsdauer, zu maximieren:

$$E[N] = E[E] - E[K_B] - E[K_I] - E[K_V] - E[K_R] = \text{Max!} \quad (1-1)$$

Die Erwartungswerte $E[.]$ ergeben sich aus dem Produkt der Wahrscheinlichkeit p für ein ertrags- bzw. kostenverursachendes Ereignis mit den damit verbundenen Erträgen bzw. Kosten. In der Praxis wird aber in der Regel das Ziel darin bestehen, in den Grenzen eines limitierten Budgets für die Instandsetzung, durch die Wahl der optimalen Instandsetzungsstrategie, den bestmöglichen Zustand eines Bauwerks oder einer Gruppe von Bauwerken zu erzielen. Bei dieser Optimierungsaufgabe sind nicht nur die Kosten der Betreiber für Inspektion, Monitoring, Unterhaltung und Instandsetzung, sondern auch die Kosten der Nutzer von Infrastrukturen in Form von Umwegen bzw. Verlust an Sicherheit und Komfort während aller Phasen der Lebensdauer zu berücksichtigen. In den letzten Jahren wurden weltweit sowohl auf nationaler Ebene als auch in internationalen Forschungs- und Entwicklungsprojekten Anstrengungen zur Erarbeitung von Lebenszyklusmanagementsystemen (LZMS) unternommen. Startpunkt war dabei häufig die Erstellung von Sachstandsberichten zu existierenden nationalen Managementsystemen, z. B. BRIME [3], RIMES [4]. Zusammenfassend geht daraus hervor, dass die meisten Länder computerunterstützte, kommerziell erhältliche Datenbanksysteme anwenden, welche sich wesentlich in den implementierten Funktionen unterscheiden, Tabelle 1-1.

Modelle zur Prognose der zukünftigen Zustandsentwicklung und der sich daraus ergebenden Lebenszykluskosten für unterschiedliche Unterhaltungsstrategien sind nur selten ein integrativer Bestandteil existierender LZMS. Auf der Objektebene (individuelles Bauwerk) sind dies stark vereinfachte Prognosemodelle deterministischer Art (auf Mittelwertbasis). Dies bedeutet, dass die zum Teil starken und unvermeidlichen Streuungen von Einflüssen auf Seiten der Umgebungsbedingungen und der bauteilseitigen Widerstände nicht in die Betrachtungen eingehen. Für Prognosen auf der Netzwerkebene (Gruppe von Bauwerken) werden beobachtete Bauwerkszustände während der Inspektion durch diskrete Zustandsnoten ausgedrückt. Aus der statistischen Verteilung der Zustandsnoten über das Bauwerkalter werden die Wahrscheinlichkeiten des Übergangs von einem zum nächst schlechteren Zustand berechnet und mit diesen auf die Zustandsverteilung in der Zukunft extrapoliert. Auf der Netzwerkebene werden folglich einfache probabilistische (wahrscheinlichkeitstheoretische) Modelle benutzt. Hierin bleiben die physikalischen Zusammenhänge zwischen Umwelteinwirkung und Materialeigenschaften aber gänzlich außer Betracht und sind so für den Ingenieur nicht transparent.

Tabelle 1-1: Implementierte Funktionen in existierenden Brückenmanagementsystemen ausgewählter Länder (Stand 1999), zusammengestellt aus [3, 4]

Funktion	Land
Bestandsaufnahme	D, A, B, DK, E, F, L, NL, SE, CH, UK, NO, FIN, USA ¹⁾
Routinen für Inspektion und Zustandsbewertung	D, A, B, DK, E, F, L, NL, SE, CH, UK, NO, FIN, USA ¹⁾
Rechnerische Zustandsprognose:	
deterministisch (Objektebene)	B, SE, FIN
probabilistisch (Objektebene)	CH
probabilistisch (Netzwerkebene)	SE, CH, FIN, USA ¹⁾
Bestimmung von Lebenszykluskosten	UK, USA ¹⁾
Modelle zu Nutzerkosten	SE, CH, UK
Modelle zur Auswahl ökonomisch optimaler Unterhaltungsalternativen	SE, CH, FIN, UK, USA ¹⁾
Einstufung von Instandsetzungsprojekten auf Basis von Lebenszykluskosten	UK, USA ¹⁾
Modelle zur optimierten Inspektionsplanung	keine

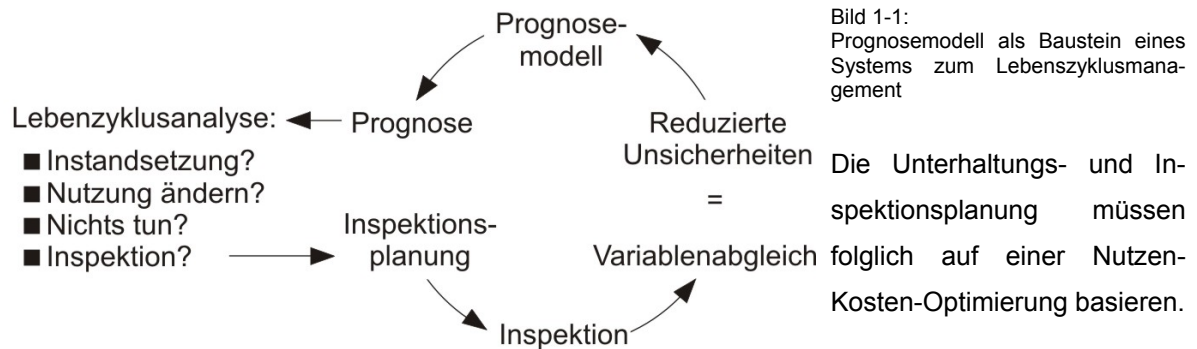
¹⁾ In den USA existieren drei Systeme (PONTIS in 39, BRIDGIT in 3 Staaten sowie 5 staatenpezifische Programme)

So basieren Entscheidungen hinsichtlich der Inspektions- und Unterhaltungsstrategie inklusive der damit verbundenen Einstufung von Bauwerken und der Budgetplanung entweder auf persönlichen, subjektiven Einschätzungen und Präferenzen der Verantwortlichen in nationalen bzw. regionalen Verwaltungen, oder auf Modellen, welche die zeitabhängigen Wechselwirkungen zwischen Umwelt und Bauteil und den einhergehenden Streuungen unzureichend beschreiben. Dies führt zu der Schlussfolgerung, dass die meisten heute existierenden LZMS passiv sind, da Unterhaltungsmaßnahmen erst als Reaktion auf eine meist visuelle Schadensfeststellung erfolgt. Maßnahmen werden erst zu einem fortgeschrittenen Stadium der Schädigung ergriffen, mit der Konsequenz überproportional hoher Unterhaltungskosten und Einschränkungen in der Bauwerksnutzung bis hin zum Bauwerksabbruch.

1.2 Zielsetzung

Durch probabilistische Modelle kann die zeitabhängige Wahrscheinlichkeit für das Eintreten eines Bauteilzustands prognostiziert werden. Der darauf basierende Vergleich unterschiedlicher Unterhaltungsstrategien während der angestrebten Nutzungsdauer wird hier als Lebenszyklusanalyse bezeichnet. Die Lebenszyklusanalyse bildet die Grundlage für Entscheidungen über die zukünftige Inspektions- und Unterhaltungsstrategie, siehe Bild 1-1. Doch jedes Prognosemodell enthält auch Unsi-

cherheiten. Mit Inspektionsdaten können Variablen im Modell zutreffender abgeschätzt und damit Unsicherheiten in der Prognose reduziert werden (Variablenabgleich). Eine mögliche Entscheidung ist daher die Durchführung von Inspektionen mit dem Nutzen des Datengewinns, wodurch sich ggf. Kosteneinsparungen in der Instandhaltungsstrategie erzielen lassen. Andererseits verursachen Inspektionen direkte Kosten (Material, Personal) und indirekte Kosten (Umwege, Wartezeiten für Nutzer).



Aus den vorangegangenen Überlegungen ergibt sich die Eingrenzung und Zielsetzung der Arbeit:

- Es soll ein in sich geschlossenes probabilistisches Modell zur Abschätzung der Wahrscheinlichkeit des Beginns von Bewehrungskorrosion infolge Tausalzeinwirkung im Spritzwasser- und Sprühnebelbereich von Verkehrsbauwerken bereitgestellt werden. Dabei beschränkt sich die Arbeit ausschließlich auf ungerissenen Beton.
- Das Modell soll zu allen Phasen der Nutzungsdauer anwendbar sein. Daraus folgt, dass einerseits eine Dauerhaftigkeitsbemessung zum Zweck der gezielten Vermeidung von Bewehrungskorrosion ermöglicht werden muss. Zum anderen wird die Prognose für die Depassivierungswahrscheinlichkeit und damit der Instandsetzungskosten inkl. der Möglichkeit für eine kontinuierliche Verbesserung der Prognose durch Informationen aus Inspektionen angestrebt.

1.3 Vorgehensweise

Einen Überblick zur Vorgehensweise gibt Bild 1-2. Zunächst ist in Kapitel 2 ein Modell hinsichtlich des Eintrags von Chlorid in tausalzbelastete Verkehrsbauwerke als Arbeitshypothese aufzustellen. Hierzu müssen die dominierenden Einflüsse auf die Chloridbelastung von Betonbauwerken durch Tausalze herausgefiltert werden, Kapitel 2.1. Im Weiteren werden die maßgebenden Transportmechanismen für Chlorid in Beton und die Möglichkeiten, diese einzeln bzw. in Kombination zu modellieren, beleuchtet, Kapitel 2.2. In Kapitel 2.3 wird das Prinzip und die praktischen Möglichkeiten zur computergestützten Umsetzung von Modellen auf probabilistischer Basis behandelt, aus der sich in Kapitel 2.4 gleichzeitig Randbedingungen für die sich in Kapitel 2.5 anschließende Modellkonzeption ergeben. Dabei gilt es die Balance zwischen Modellkomplexität und hierdurch erzielbarer Prognosepräzision einerseits und dem Aufwand bei der Bestimmung von Modellvariablen sowie der Berechnung der Depassivierungswahrscheinlichkeit andererseits zu finden.

Zur Quantifizierung der Modellvariablen sollte der existierende Datenbestand möglichst umfassend genutzt werden, Kapitel 3, um diesen dann gezielt durch eigene Untersuchungen zu ergänzen. Die meisten heute zur Anwendung kommenden Modelle basieren auf Diffusionsansätzen. Kapitel 3.1 zeigt

den hier bekannten Datenbestand anderer Forschungsarbeiten und die daraus ableitbaren Haupteinflüsse auf den Diffusionskoeffizienten auf.

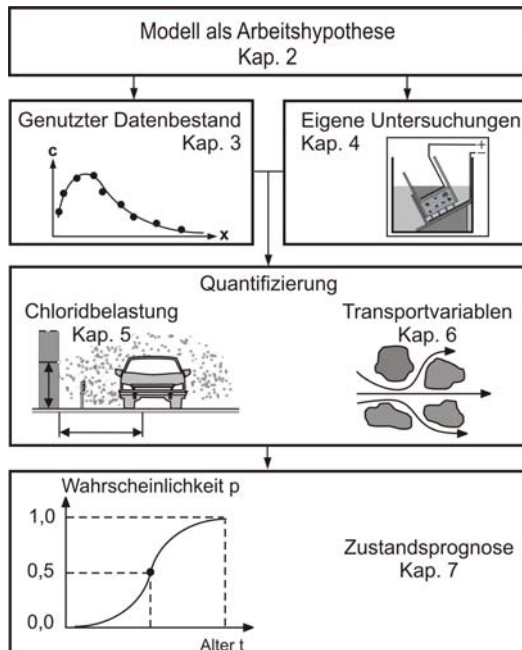


Bild 1-2:
Übersicht zur Vorgehensweise

Chloridprofile stellen die Antwort des Betons auf die Belastung durch Chloride dar. Kapitel 3.2 gibt einen Überblick zu Chloridprofilen aus Labor-, Auslagerungs- und Bauwerksuntersuchungen anderer Forscher, die im Rahmen dieser Arbeit gesammelt, entsprechend des hier entwickelten Modells ausgewertet und gezielt kombiniert wurden, um daraus Modellvariablen auf der Einwirkungs- und Widerstandseite zu bestimmen. Dabei wurde besonderer Wert auf die nachvollziehbare Abgrenzung zum Vorgehen bei der Auswertung der Chloridprofile gegenüber den jeweiligen Quellen gelegt.

Die eigenen Labor- und Bauwerksuntersuchungen werden in Kapitel 4 dargestellt. Die Ziele und die Vorgehensweise legt Kapitel 4.1 dar. Kapitel 4.2 stellt die Ergebnisse zur Abhängigkeit des Migrationskoeffizienten von der Betonzusammensetzung und dem Alter zusammen. Die Entwicklung eines Versuchs zur Bestimmung des Migrationskoeffizienten an chloridhaltigem Beton, Kapitel 4.3, wird einerseits zur Bestimmung des Migrationskoeffizienten an Betonproben aus bestehenden Bauwerken benötigt und ist somit essentiell für die Zuschärfung der Prognose. Andererseits ist es mit dieser und anderen Methoden in Kapitel 4.4 möglich, den Beitrag der Chloridbelastungsintensität auf den zu beobachtenden Abdichtungseffekt zu studieren. Die Bestimmung von Chloridprofilen an Bauwerksstellen, zu denen schon aus länger zurückliegenden Untersuchungen Chloridprofile vorliegen, Kapitel 4.5, verfolgten das Ziel, die sich mit der Zeit verlangsamende Penetration von Chlorid in Straßenbauwerke aus Beton zu erfassen.

In den Kapiteln 5 und 6 werden schließlich aus der Literatur gesammelte Daten und solche aus eigenen Untersuchungen kombiniert, um die Chloridbelastung und die im Modell enthaltenen Transportkenngrößen zu quantifizieren. Sie bilden den Kern für das praktische Arbeiten mit dem Modell.

Kapitel 7 führt die Anwendung des hier erarbeiteten Modells zur Abschätzung der Wahrscheinlichkeit tausalzinduzierter Bewehrungskorrosion als Baustein eines Systems zum Lebenszyklusmanagement von Stahlbetonbauwerken vor. An Hand eines detaillierten Beispiels eines real existierenden, stark mit Chlorid belasteten Brückenpfeilers wird die Prognose für die Wahrscheinlichkeit der tausalzinduzierten Depassivierung demonstriert. Zunächst wird in Kapitel 7.1 die Ausgangssituation und in Kapitel 7.2 das Vorgehen zur Quantifizierung der fallspezifischen Modellvariablen und die verwendeten Hilfsmittel schrittweise erklärt. Im Sinne einer Plausibilitätsprüfung wird die Prognose dann den tatsächlichen Messungen von Chloridprofilen gegenübergestellt, Kapitel 7.3. Darüber hinaus wird aufgezeigt, welchen Einfluss der Abstand von der Fahrbahn, die Betondeckung und die Betonzusammensetzung auf die Depassivierungswahrscheinlichkeit ausüben, Kapitel 7.3. In Kapitel 7.4 wird die Signifikanz der

einzelnen Modellvariablen im Gesamtmodell analysiert. Schließlich werden in Kapitel 7.5 die Möglichkeiten zur Reduktion der Modellkomplexität betrachtet.

Kapitel 0 gibt dann einen Ausblick auf das Anwendungspotential des hier erarbeiteten Modells. Dem enormen Informationsgewinn durch Nutzung des Prinzips der bedingten Wahrscheinlichkeiten ist Kapitel 8.1 gewidmet. Die Markov Kette und die Möglichkeit, sie mit Hilfe des hier entwickelten Modells zu kalibrieren und das aufgestellte Modell so als Baustein in ein System zum Lebenszyklusmanagement zu integrieren, wird in Kapitel 8.2 beschrieben und beispielhaft vorgeführt. Das Anwendungspotential des bereitgestellten Prognosemodells für die optimierte Instandsetzungsplanung wird in Kapitel 8.3 aufgezeigt. Kapitel 8.4 zeigt den verbleibenden Forschungsbedarf auf. Kapitel 9 fasst die gewonnenen Erkenntnisse zusammen.

2 Modell als Arbeitshypothese

2.1 Stand des Wissens zur Chloridbelastung von Betonbauwerken durch Tausalze

2.1.1 Einsatz von Tausalzen

Das Ziel der Nutzung von Tausalzen ist es, Eis und Schnee auf den Straßen zu entfernen und eine dünne Salzlösungsschicht auf der Fahrbahnoberfläche zu bilden, die Wasser davon abhält zu gefrieren. Die Bandbreite der hierzu eingesetzten Taumittel reicht von Chlorid (NaCl , CaCl_2 , MgCl_2) bis hin zu Urea, Alkohol, Glykolen, etc. Auf Straßen wird hauptsächlich das günstigere NaCl verwendet [5, 6]. Als Grenze der wirtschaftlichen Verwendung von NaCl werden Lufttemperaturen von -6 bis -10 °C, bei CaCl_2 von etwa -20 °C betrachtet [6]. Im Auftrag des Bundesministers für Verkehr wurde ein empirisches Modell zur Abschätzung des Tausalzbedarfs in Abhängigkeit von der Winterstrenge entwickelt [7]. Dazu wurde ein Zusammenhang zwischen meteorologischen Kennwerten und der in der Vergangenheit aufgebrauchten Tausalzmenge hergestellt. Als stärkste Einflussgröße ergab sich die Zahl der Schneefalltage (Zusammentreffen von Niederschlag und ausreichend tiefen Temperaturen), gefolgt von den Schneedeckentagen. Trotz der bekanntermaßen, erheblichen Schwankungen mit Werten zwischen 1 bis 50 t/(km und Winter) für den jährlichen Streusalzverbrauch, mit Beginn im Winter 1958/59 auf Bundesfernstraßen, zeigt die Gegenüberstellung der Mittelwerte des Bedarfs nach dem Modell in [7] und den tatsächlich aufgebrauchten Salzmenge ab dem Winter 1967/68 eine enge Korrelation. Diese kann so jedoch nur bei Betrachtung großer Streckenabschnitte zutreffend angewandt werden. Die lokalen Streumengen variieren aufgrund unterschiedlicher Steigungen und Gefahrenpotentiale der Straßenabschnitte und können von der Prognose erheblich abweichen. Aufzeichnungen zum Streusalzeinsatz liegen bei den zuständigen Stellen (Autobahn- bzw. Straßenmeistereien) nur für größere Abschnitte vor. Eine exakte Abschätzung lokaler Streumengen über ein Modell ist folglich derzeit nicht möglich.

2.1.2 Chloridkonzentration in Tauwässern auf der Straße

Will man von einer gestreuten Salzmenge auf die Chloridkonzentration der Straßenwässer schließen, müssen zunächst Annahmen für Streusalzverluste und die Dicke der Wasser-, Eis- bzw. Schneeschicht auf der Straße getroffen werden. Ferner reichert sich während kalten, trockenen Bedingungen mit vergleichsweise niedrigem Tausalzverbrauch das Tausalz im Fahrbahnbelag an. Bei Regen steigt

die Konzentration im Oberflächenwasser dann auf sehr hohe Werte an. Die Dauer dieser maximalen Konzentration ist jedoch kurz, da der Regen und der geschmolzene Schnee ein Absinken des Gehalts bewirken [8]. Bei Messungen in Stockholm [9] wurden Wasserproben direkt von der Fahrbahnoberfläche genommen und Chloridkonzentrationen zwischen 0,5 und 5,7 M.-% (0,82 – 9,35 M.-% NaCl), im Mittel 1,2 M.-% (1,97 M.-% NaCl) während des Winters 96/97 ermittelt. Die Ergebnisse vermitteln einen Eindruck über die starken Schwankungen der Chloridkonzentration von Tauwässern innerhalb sehr kurzer Zeiträume.

2.1.3 Verteilung von Tausalz in die Umwelt

Um die Chloridbelastung von Bauwerken abzuschätzen, muss die Umverteilung von der Straße in die Umwelt und letztendlich zum Bauwerk analysiert werden. Zum einen entstehen Tausalzverluste, zum anderen wird das gelöste Tausalz in Form von Spritzwasser und Sprühnebel in die Umgebung verteilt. Tausalzverluste entstehen durch Windverwehungen trockener Salzkörner, Abfluss tausalzhaltiger Wässer und Entfernung von chloridhaltigem Schneematsch durch Räumfahrzeuge. Das Ausmaß der Verluste hängt hauptsächlich vom Feuchtigkeitszustand der Straße, der Art der Salzaufbringung und der Verkehrsdichte ab [10, 11].

Wenn ein Fahrzeug über eine Schicht aus Wasser bzw. Schneematsch fährt, wird das zwischen Reifen und Fahrbahnoberfläche befindliche Gemisch verdrängt und zum Teil zur Seite geschleudert. Dies wird allgemein als *Spritzwasser* bezeichnet. Charakteristisch für Spritzwasser sind große Tropfen, die kaum durch Windverwehungen erfasst werden und so mit hoher Geschwindigkeit auf nahe gelegene Betonoberflächen treffen können [12]. Die Größe des beeinflussten Bereichs ist hauptsächlich von der Fahrzeuggeschwindigkeit sowie von der sich auf der Fahrbahn befindlichen Wasserfilmdicke abhängig [10]. Spritzwasser entsteht praktisch nur dort, wo sich „Pfützen“ auf der Straße bilden und ist deshalb nur selten zu beobachten.

Tropfen, die durch Zentrifugalkräfte tangential zum Reifen nach hinten weggeschleudert werden bzw. durch den Aufprall auf Fahrzeugteile zerstäuben und seitlich der Kotflügel austreten, bezeichnet man als *Sprühnebel*. Durch die geringe Sinkgeschwindigkeit der chloridhaltigen Aerosole können diese vom Wind über weite Distanzen getragen werden [10]. Die Ausbreitung von Sprühnebel hängt vor allem von der Art (Schwerlastverkehr erzeugt besonders viel Sprühnebel), der Dichte und der Geschwindigkeit des Verkehrs sowie von Wind- und Topographieverhältnissen ab.

Tausalz kann noch in großen Entfernungen in der Umwelt nachgewiesen werden. Mc Bean & Al Nassri [13] berichten von Untersuchungen an Schneeproben zur Bestimmung der Abhängigkeit der Chlorausbreitung und der mittleren Richtgeschwindigkeit des Verkehrs. Die maximale Ausbreitungsstanz steigt danach asymptotisch in relativ engen Grenzen von rd. 30 bis 40 m mit steigenden Richtgeschwindigkeiten zwischen 50-100 km/h. Der Hauptanteil an umverteilten Chloriden ist allerdings erwartungsgemäß in Straßennähe vorzufinden: Laut Mc Bean & Al Nassri [13] schlagen sich rd. 90 % des transportierten Salzes innerhalb eines Bereichs von 13 m jenseits des Straßenrands nieder. Nach [14] werden rd. 25 % des gestreuten Salzes durch die Luft transportiert und schlagen sich innerhalb der ersten 7 m nieder. Nur 1-1,5 % der gesamten Salzmenge werden dabei in Form von Spritzwasser transportiert. Für den Zusammenhang vom Abstand zur Chloridquelle und Chloridablagerung gehen

Gustafsson & Franzen für Bauwerke in Meeresnähe [15] wie auch Mc Bean & Al Nassri [13] für die Straßenumgebung von einem logarithmischen, Eliasson [16] dagegen von einem exponentiellen Funktionsverlauf aus.

2.1.4 Fazit

- ❑ Der Tausalzeinsatz ist erheblichen Schwankungen unterworfen, lässt sich allerdings in Deutschland für große Streckenabschnitte in guter Näherung über Klimadaten prognostizieren. Eine zielsichere Abschätzung lokaler Streumengen ist auf Grund unzureichender Datenerhebungen bei den zuständigen Stellen für den Winterdienst nicht möglich.
- ❑ Selbst bei Kenntnis des exakten, lokalen Streusalzeinsatzes kann nicht direkt auf die Tausalbelastung von Bauwerken geschlossen werden. Nur direkte Messungen über Chloridprofile sind hier Erfolg versprechend.
- ❑ Prinzipiell ist bei höherer Richtgeschwindigkeit bzw. Verkehrsaufkommen von einer intensiveren Chloridbelastung im Umfeld von Straßen auszugehen. Arbeiten die beide von einander abhängigen Kenngrößen des Verkehrs hinsichtlich des Aufkommens und der Ausbreitung von chloridhaltigem Sprühnebel mit einer ausreichenden Datendichte berücksichtigen sind nicht bekannt.

2.2 Stand des Wissens zur Modellierung des Chlorideintrags in Beton

2.2.1 Vorgehensweise

Für die hier gestellte Aufgabe ist ein Modell gesucht, welches den Chlorideintrag in Straßenbauwerke aus Beton beschreibt. Bild 2-1 zeigt die Vorgänge, die Einfluss auf die Chloridkonzentration im Beton nehmen.

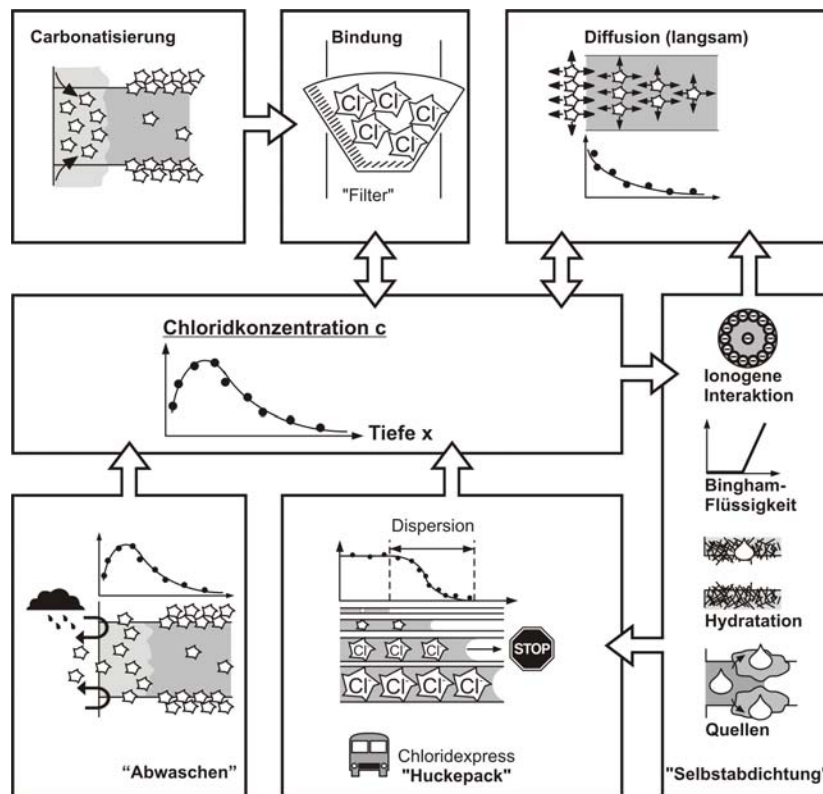


Bild 2-1: Einflüsse auf die Chloridverteilung

Diese Vorgänge werden im folgenden Abschnitt hinsichtlich existierender Modellansätze zum Zweck der Modellkonzeption näher betrachtet.

2.2.2 Chloridbindung

Die Bindung von Chloriden beeinflusst alle Transportvorgänge im Beton. Bindung findet vorwiegend durch chemische Einlagerung in Calciumaluminat- als auch in Calciumsilikathydrat-Verbindungen [17] und unter Ausbildung einer elektrischen Doppelschicht aus Calciumionen und Chloriden statt [18]. Die Konzentrationsabhängigkeit lässt sich unter Annahme eines spontanen Gleichgewichts [19, 20] gut durch eine Freundlich-Isotherme beschreiben [21, 22]:

$$C_B = C_f + C_g = f_B \cdot \frac{W_{\text{Gel}}}{1000 \cdot \varepsilon} \cdot C_L^\beta \quad (2-1)$$

c	Chloridkonzentration	[kg _{Cl} / m ³]
Index	Bezug auf Beton (B), frei (f) beweglich (Konzentration in Porenlösung ≈ Konzentration in Lagerungswasser), gebunden (g)	
f _B , β	Regressionsvariablen	
W _{Gel}	Gelgehalt	[kg _{Gel} /m ³ _B]
ε	Porosität (Volumenverhältnis von Porenvolumen bzw. -lösung und Beton)	[m ³ _L / m ³ _B]

Tabelle 2-1: Beispiel für Regressionsvariablen einer Freundlichisotherme, Tang [22]

Zementart	f _B	β
100 % Portlandzement	3,57	0,38
30 % Hochofenschlacke + 70 % Portlandzement	3,82	0,37
50 % Hochofenschlacke + 50 % Portlandzement	5,87	0,29
30 % Flugasche + 70 % Portlandzement	5,73	0,29

Die Chloridbindekcapazität $\partial c_g / \partial c_f$ sinkt mit steigenden Werten der Lösungskonzentration c_f , des pH-Werts [22, 23, 24] und der Temperatur [22, 23, 25]. Der pH-Wert Einfluss hat weiterhin zur Folge, dass im carbonatisierten Beton chemisch gebundene Chloride wieder freigesetzt und so an der Oberfläche ausgelaugt werden bzw. durch Erhöhung des Konzentrationsgefälles tiefer in den Beton eindringen können. Bier [26] stellte für Betone mit Portlandzement bzw. unterschiedlichen Gehalten an Hochofenschlacke trotz abnehmender Gesamt- und Kapillarporosität eine Abnahme der spezifischen Oberfläche durch Carbonatisierung bei natürlichen CO₂-Konzentrationen fest. Auch dieser Aspekt kann zu einer verminderten Bindekapazität führen.

2.2.3 Diffusion

Die heute in der Literatur zu findenden Modelle zum Chlorideintrag in Beton basieren zum überwiegenden Teil auf den Gesetzen der Diffusion. Dies liegt zum einen daran, dass sich die meisten Untersuchungen bislang auf den Eintrag von Chlorid in mariner Umgebung konzentrierten. Diffusionsansätze mit vereinfachten Randbedingungen werden aber vor allem auch auf Bauteilflächen angewendet, die nur zeitweilig (Tidezone) oder nie (Spritzwasserzone und atmosphärische Zone) unterhalb des Meeresspiegels liegen, weil angenommen wird, dass sich mit diesen die zeitliche Entwicklung der Chloridverteilung im Beton gut beschreiben lässt, siehe z. B. HETEK [27], DuraCrete [28, 29], Gehlen [30].

Auf Grund einer fehlenden Standardisierung findet man in der Literatur eine große Anzahl widersprüchlicher Bezeichnungen von Diffusionskoeffizienten, die mit unterschiedlichen Methoden be-

stimmt wurden, obgleich erste Bemühungen um Klärung der Beziehungen stattfanden, siehe z. B. Tang [22] und Nilsson [31]. Aus diesem Grund werden die im weiteren Verlauf der vorliegenden Arbeit benutzten Bezeichnungen für Diffusionskoeffizienten erläutert. Die Beziehung zwischen den einzelnen Arten von Diffusionskoeffizienten lässt sich anschaulich über deren Einheiten darstellen. Dabei ist zu unterscheiden zwischen dem Weg in einer wässrigen Lösung [m_L], also im Beton der gewundene Pfad in der Porenlösung, und der kürzesten Wegstrecke durch ein Medium in x-Richtung [m_x]. Gleichfalls muss differenziert werden zwischen dem durchströmten Lösungsquerschnitt [m_L^2] und dem durchströmten Betonquerschnitt [m_B^2]:

In einem ausschließlich mit wässriger Lösung (L) gefüllten Volumenelement hat der Fluss von frei (f) beweglichem Chlorid infolge Brown'scher Molekularbewegung die Einheit [$\text{kg}_{\text{Cl}}/(\text{m}_L^2 \cdot \text{s})$]. Der Gradient $\partial c_f / \partial x$ der freien Konzentration an Chlorid in x-Richtung hat die Einheit [$\text{kg}_{\text{Cl}}/(\text{m}_L^3 \cdot \text{m}_x)$]. Da sich zwischen zwei betrachteten Punkten in x-Richtung ausschließlich Lösung befindet, gilt für die Einheiten: $m_L = m_x$. Nach dem 1. Fick'schen Gesetz (eine anschauliche Herleitung findet sich z. B. bei Klopfer [32]) ergibt sich für den **allgemeinen Diffusionskoeffizienten D** von Chlorid in einer wässrigen Lösung:

$$D = \frac{J_L}{-\frac{\partial c_f}{\partial x}} \left[\frac{\frac{\text{kg}_{\text{Cl}} / \text{s}}{m_L^2}}{\frac{\text{kg}_{\text{Cl}} / \text{m}_L^3}{m_x}} = \frac{\frac{\text{kg}_{\text{Cl}} / \text{s}}{m_L^2}}{\frac{\text{kg}_{\text{Cl}} / (\text{m}_L^2 \cdot \text{m}_x)}{m_x}} = m_x^2 / \text{s} \right] \quad (2-2)$$

D	Allgemeiner Diffusionskoeffizient für frei bewegliches Chlorid in einer wässrigen Lösung	$[\text{m}_x^2 / \text{s}]$
Index	Porenlösung (L), x-Richtung (x)	
J_L	Stromdichte von Chlorid in der wässrigen Lösung	$[\text{kg}_{\text{Cl}} / (\text{m}_L^2 \cdot \text{s})]$
$\partial c_f / \partial x$	Gradient der Chloridkonzentration in einer wässrigen Lösung	$[\text{kg}_{\text{Cl}} / (\text{m}_L^3 \cdot \text{m}_x)]$

Der Diffusionskoeffizient von Chlorid in Beton ist schon allein aus geometrischen Gründen geringer als jener allgemeine Diffusionskoeffizient D in einer reinen Lösung. Denn einerseits ist die zum Transport zur Verfügung stehende Lösungsquerschnittsfläche geringer und andererseits ergibt sich aus der Ausrichtung der Poren eine gegenüber der Projektion in x-Richtung größere Wegstrecke, die zwischen zwei Punkten zurückzulegen ist, Bild 2-2: $L_{\text{eff}} [m_L] > L [m_x]$.

Es gibt zahlreiche Möglichkeiten den Diffusionskoeffizienten von Beton zu messen. In sog. Diffusionszellenversuchen trennt eine dünne Betonprobe zwei Behälter mit unterschiedlichen Chloridkonzentrationen, die durch häufiges Wechseln konstant auf $c_1 \approx c$ und $c_2 \approx 0$ gehalten werden, Bild 2-2. Die Auswertung solcher Versuche findet statt, wenn sich stationäre Bedingungen eingestellt haben. Unter stationären Bedingungen muss der Strom an Chlorid $Q_{\text{Cl}} [\text{kg}_{\text{Cl}}/\text{s}]$ konstant sein, d. h. die Menge, die an Chlorid eindringt, muss gleichzeitig auch wieder austreten. Um für die Versuchsauswertung das 1. Fick'sche Gesetz anwenden zu können, muss die Konzentration an der Oberfläche im Beton bekannt sein. Da diese schwerlich zu messen ist, wird stattdessen die sich durch Diffusion ändernde Konzentration im anfangs chloridfreien Behälter gemessen und darüber auf die Mengenstromdichte durch den Beton (B) J_B geschlossen.

Der unter diesen stationären Bedingungen gemessene Diffusionskoeffizient heißt **effektiver Diffusionskoeffizient D_{eff}** , da nur ein Teil des sich in reiner Lösung ergebenden allgemeinen Diffusionskoeffizienten D bei Bezug auf das Betonvolumen als effektiv wirksam anzusetzen ist. Es gilt:

$$D_{\text{eff}} = \frac{J_B}{\frac{\partial c_f}{\partial x}} \left[\frac{\frac{\text{kg}_{\text{Cl}}/\text{s}}{m_B^2}}{\frac{\text{kg}_{\text{Cl}}/m_L^3}{m_x}} = \frac{m_L^3 \cdot m_x}{m_B^2 \cdot s} \right] \quad (2-3)$$

D_{eff} Effektiver Diffusionskoeffizient von Chlorid in Beton $[m_L^3 \cdot m_x / (m_B^2 \cdot s)]$
 J_B Stromdichte von freiem Chlorid durch Beton $[\text{kg}_{\text{Cl}} / (m_B^2 \cdot \text{s})]$
 Index Beton (B), Porenlösung (L), x-Richtung (x)
 $\partial c_f / \partial x$ Gradient der Chloridkonzentration in der Porenlösung des Betons in x-Richtung $[\text{kg}_{\text{Cl}} / (m_L^3 \cdot m_x)]$

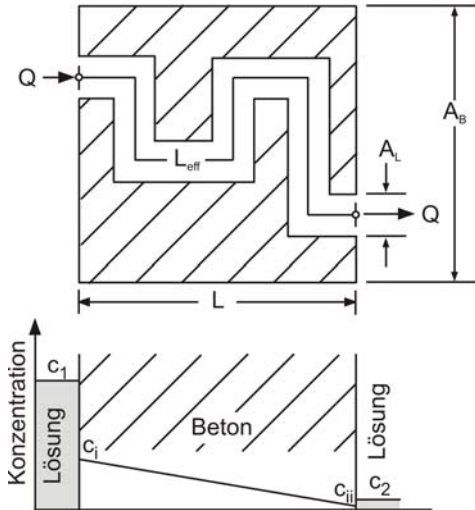


Bild 2-2: Stationärer Strom Q von Chlorid in Beton und Modell zum Verhältnis der effektiv zurückzulegenden Porenlänge L_{eff} im Vergleich zur makroskopischen Betrachtungsweise in x-Richtung mit der Weglänge L, bei konstanter Porosität im Beton (isotrop) und resultierender Konzentrationsgradient im Diffusionszellenversuch in Anlehnung an [33, 34]

Analog zum elektrischen Widerstand, der proportional zur Länge und umgekehrt proportional zur Querschnittsfläche einer Leiterbahn steigt, kann aus der in Bild 2-2 gezeigten geometrischen Anschauung die Beziehung zwischen dem allgemeinen und dem effektiven Diffusionskoeffizienten abgeleitet werden, vergleiche mit Dullien [33]:

$$\frac{D}{D_{\text{eff}}} = \frac{L_{\text{eff}}}{L} \cdot \frac{A_B}{A_L} = T \cdot \frac{1}{\varepsilon} \left[\frac{\frac{m_L^2}{s}}{\frac{m_L^3 \cdot m_x}{m_B^2 \cdot s}} \right] = \left[\frac{m_L}{m_x} \cdot \frac{m_B^2}{m_L^2} \right] = \left[\frac{m_L^2}{m_x \cdot m_B} \right] = \left[\frac{m_B^2}{m_L \cdot m_x} \right] \quad (2-4)$$

L_{eff} Effektiv zurückzulegende Wegstrecke (Porenlänge) $[m]$
 L Dicke der betrachteten Betonscheibe in x-Richtung (makroskopische Betrachtung) $[m_x]$
 A_B Querschnittsfläche der betrachteten Betonscheibe $[m_B^2]$
 A_L Summe der Querschnittsflächen aller Poren im Beton $[m_L^2]$
 T Tortuosität des Betons $[m_L^2 / (m_x \cdot m_B)]$
 ε Porosität des Beton ($0 < \varepsilon < 1$) $[m_L / m_B^3]$

Gleichung (2-4) verdeutlicht, dass vom allgemeinen Diffusionskoeffizienten D von Chlorid in einer wässrigen Lösung nicht auf den effektiven Diffusionskoeffizienten D_{eff} im Beton geschlossen werden kann, ohne dass die Porosität ε und die Tortuosität T des Betons bekannt sind. Im Gegensatz zur Porosität ε ist aber die Tortuosität T von Beton nicht direkt messbar. Geht man nun näherungsweise davon aus, dass in jedem Betonquerschnitt der Anteil an Poren im Beton gleich der Porosität ist, das Porenvolumen also gleichmäßig verteilt ist, dann gilt:

$$\varepsilon = \frac{V_L}{V_B} = \frac{A_L \cdot \int dx}{A_B \cdot \int dx} = \frac{A_L}{A_B} \quad (2-5)$$

A_L Anteil der Flüssigkeit (Poren) in jedem Querschnitt des Betons in x-Richtung $[m_L^2]$
 A_B Querschnittsfläche Beton $[m_B^2]$

Damit ergibt sich aus dem Verhältnis des effektiven Diffusionskoeffizienten D_{eff} und der Porosität der **intrinsische (im Porensystem vorherrschende) Diffusionskoeffizient D_0** $[m_x^2/s]$:

$$D_0 = \frac{D_{\text{eff}}}{\varepsilon} = \frac{D}{T} \quad \left[\begin{array}{c} \frac{m_L^3 \cdot m_x}{m_B^2 \cdot s} = \frac{m_L \cdot m_x}{s} \\ \frac{m_L^2}{m_B^2} \end{array} \right] \rightarrow \left[\frac{m_x \cdot m_x}{s} = \frac{m_x^2}{s} \right] \quad (2-6)$$

mikroskopische makroskopische Betrachtung ($[m_L] = [m_x] = [m_B]$)

Der intrinsische Diffusionskoeffizient D_0 [22, 35] charakterisiert bei makroskopischer Betrachtung von Beton den Fluss freier Chloride in der Porenlösung durch einen Konzentrationsgradienten in der betrachteten x-Richtung. Die Tatsache, dass das Porensystem nicht parallel zur x-Richtung sondern gewunden verläuft, also um die Tortuosität T abgemindert werden muss, ist somit implizit im intrinsischen Diffusionskoeffizienten enthalten.

Aus der Massenerhaltung erhält man ausgehend vom 1. Fick'schen Gesetz, den als 2. Fick'sches Diffusionsgesetz bekannten Zusammenhang mit Chloridbindung, [22, 32, 36, 37, 38]:

$$\frac{\partial c_f}{\partial t} = \frac{D_0}{\left(1 + \frac{\partial c_g}{\partial c_f}\right)} \cdot \frac{\partial^2 c_f}{\partial x^2} = D_{\text{app}} \cdot \frac{\partial^2 c_f}{\partial x^2} \quad (2-7)$$

c_f	Freie Chloridkonzentration in Volumenelement Porenlösung	$[\text{kg}_\text{Cl}/\text{m}^3]$
t	Zeit	$[\text{s}]$
D_0	Intrinsischer Diffusionskoeffizient	$[\text{m}^2/\text{s}]$
c_g	Gebundener Chloridgehalt pro Volumenelement Porenlösung	$[\text{kg}_\text{Cl}/\text{m}^3]$
x	Abstand zum Nullpunkt (Oberfläche)	$[\text{m}_x]$
D_{app}	Scheinbarer („apparent“) Diffusionskoeffizient	$[\text{m}^2_\text{x}/\text{s}]$

Der **scheinbare („apparent“ - app) Diffusionskoeffizient D_{app}** $[\text{m}^2_\text{x}/\text{s}]$ beinhaltet zusätzlich zum intrinsischen Diffusionskoeffizienten D_0 die Wirkung der Chloridbindekapazität $\partial c_g/\partial c_f$. Der Begriff „scheinbar“ drückt aus, dass mathematisch in Gleichung (2-7) ein reiner Diffusionsvorgang betrachtet wird, obwohl in Wirklichkeit auch der konzentrationsabhängige Vorgang der Chloridbindung stattfindet. Eine Lösung ist für Gleichung (2-7) bei Ansatz nicht-linearen Bindens aber nicht mehr analytisch, sondern nur numerisch zu erzielen, was in der Vergangenheit zur Entwicklung von Computerprogrammen führte, z. B. ClinConc [22]. Wird stattdessen der scheinbare Diffusionskoeffizienten D_{app} zunächst als zeitlich und örtlich konstant betrachtet, dann folgt mit der Anfangsbedingung $c(x > 0; t = 0) = c_i$ und der Randbedingung $c(x = 0; t) = c_s$ die am häufigsten verwendete analytische Lösung, welche als Fehlerfunktions-Lösung („error function solution“) in der Literatur bekannt ist, siehe z. B. Crank [38]:

$$c(x, t_{\text{exp}}) = (c_s - c_i) \cdot \left[1 - \text{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_{\text{app}} \cdot t_{\text{exp}}}} \right) \right] + c_i \quad (2-8)$$

$c(x, t)$	Freie Chloridkonzentration an der Stelle x zur Expositionszeit t	$[\text{kg}_\text{Cl}/\text{m}^3]$
x	Abstand von Betonoberfläche	$[\text{m}_x]$
t_{exp}	Expositionszeit	$[\text{s}]$
c_s	Chloridkonzentration der Umgebungslösung an der Oberfläche („surface“)	$[\text{kg}_\text{Cl}/\text{m}^3]$
c_i	Freie Anfangskonzentration in Porenlösung	$[\text{kg}_\text{Cl}/\text{m}^3]$
erf	Gaußsche Fehlerfunktion	
D_{app}	Orts- und zeitunabhängiger, scheinbarer („apparent“) Diffusionskoeffizient	$[\text{m}^2_\text{x}/\text{s}]$

$$\text{erf}(z) = 2\Phi(z \cdot \sqrt{2}) - 1 = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \cdot \int_0^z e^{-t^2} dt = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \left(z - \frac{z^3}{1! \cdot 3} + \frac{z^5}{1! \cdot 5} \dots + \frac{(-1)^n z^{2n+1}}{n! \cdot (2n+1)} \right) \quad (2-9)$$

$\Phi(\cdot)$ Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung

Gleichung (2-8) ist auf Grund der darin enthaltenen Gaußschen Fehlerfunktion (erf) für eine nicht-computergestützte Berechnung verhältnismäßig aufwendig in der Handhabung, kann jedoch bis in die Tiefe des Grundchloridgehaltes c_i sehr gut durch folgende mathematische Approximation abgebildet werden, wodurch der Berechnungsaufwand erheblich sinkt:

$$c(x, t_{\text{exp}}) = (c_s - c_i) \cdot \left[1 - \frac{x}{2\sqrt{3 \cdot D_{\text{app}} \cdot t_{\text{exp}}}} \right]^2 + c_i \text{ für } c(x, t_{\text{exp}}) \geq c_i, \text{ sonst } c(x, t_{\text{exp}}) = c_i \quad (2-10)$$

Da der Gesamtchloridgehalt leichter als der freie Chloridgehalt in Beton zu bestimmen ist, erfolgt der Bezug aller Konzentrationen in Gleichung (2-8) häufig auf die Betonmasse (B) [kg_C/kg_B] (Probenmasse) statt auf das Porenlösungsvolumen [kg_C/m^3]. Dies stellt auf Grund der Nicht-Linearität der Chloridbindung eine vereinfachte Lösung dar [39], welche die Chloridverteilung im Beton allerdings in guter Näherung wiedergibt.

Es stellt sich die Frage in weit die realen Vorgänge durch einen Ansatz nach Gleichung (2-8) richtig abgebildet werden:

Die Bindekapazität $\partial c_g/\partial c_f \geq 0$ ist die Steigung einer Bindungsisotherme. Gemäß des Freundlich-Ansatzes in Kapitel 2.2.2 sinkt die Bindekapazität mit zunehmender freier Chloridkonzentration c_f . Wenn die Chloridkonzentration c_f steigt, dann steigt nach Gleichung (2-7) also auch der scheinbare Diffusionskoeffizient D_{app} . Vorausgesetzt der Transportvorgang ist diffusionskontrolliert, dann steigt an jedem Ort im Beton im Abstand $x > 0$ von der Oberfläche die Chloridkonzentration c_f mit der Zeit t . In Konsequenz müsste der scheinbare Diffusionskoeffizient D_{app} auch an jedem Ort im Betoninneren mit der Zeit steigen, siehe auch [22, 27, 40]. Dies entspricht aber nicht der häufigen Beobachtung eines über die Zeit abnehmenden, scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} in Meerwasserlagerung, [41, 42, 43, 44].

Wird der scheinbare Diffusionskoeffizient zeit- aber nicht ortsabhängig angesetzt, so kann die Fehlerfunktion immer noch zur Anwendung kommen. Für den scheinbaren Diffusionskoeffizienten muss für eine mathematisch korrekte Lösung dann allerdings der integrale Mittelwert über die Zeit eingesetzt werden, [38, 45, 46, 47, 48], eine Tatsache die bislang häufig in der Literatur vernachlässigt wurde:

$$D_{\text{app}}(t) = \frac{1}{t} \int_0^t D_{\text{app}}(\tau) d\tau \quad (2-11)$$

$D_{\text{app}}(t)$ Mittlerer, scheinbarer Diffusionskoeffizient während der Alterspanne t [m^2/s]
 t Alter des Betons [s]
 $D_{\text{app}}(\tau)$ Zu einem Zeitpunkt τ in kurzer Zeit gemessener (quasi aktueller), scheinbarer Diffusionskoeffizient [m^2/s]

In Meerwasserumgebung wird entgegen den gültigen Randbedingungen für Gleichung (2-8) von einer mit der Zeit zunehmenden Chloridoberflächenkonzentration $c_s(t)$ berichtet, [42, 49]. Dies wurde in [50] zum Anlass genommen eine analytische Lösung des 2. Fick'schen Gesetzes herzuleiten, die für einen über die Zeit abnehmenden scheinbaren Diffusionskoeffizienten $D_{\text{app}}(t)$ und eine mit der Zeit zunehmenden Oberflächenkonzentrationen $c_s(t)$ gilt. Eine analytische Lösung, welche auch für eine in der Straßenatmosphäre auftretende, alternierende Oberflächenkonzentration anwendbar wäre, existiert nicht.

Die wesentlichen Erkenntnisse zur Diffusion von Chlorid in Beton können wie folgt zusammengefasst werden:

- Wird der effektive Diffusionskoeffizient D_{eff} von Chlorid in Beton an Hand von stationären Diffusionszellen gemessen, so ist dieser Messwert zur Anwendung für eine Modellierung des Chloridgehaltes in Bezug auf die Betonmasse um die separat zu messende Porosität ε abzumindern.
- Soll der Effekt der Chloridbindung berücksichtigt werden, so kann dies durch die separate Messung von Chloridbindungsisothermen über das 2. Fick'sche Gesetz nach Gleichung (2-7) geschehen, wobei dann nur numerische Lösungsverfahren zum Einsatz kommen können.
- Statt dieser aufwendigen Vorgehensweise kann auch der scheinbare Diffusionskoeffizient D_{app} durch Anpassung der Variablen in der einfachen Fehlerfunktionslösung nach Gleichung (2-8) an Chloridprofile aus Betoneinlagerungsversuchen bestimmt werden. Ist der scheinbare Diffusionskoeffizient D_{app} nach unterschiedlichen Expositionsdauern bekannt, so kann dessen Zeitabhängigkeit mathematisch korrekt berücksichtigt werden, wobei zu beachten ist, dass D_{app} als integraler Mittelwert über die Zeit eingeführt werden muss.
- Wird D_{app} über die Zeit aufgetragen, so wird „scheinbar“ eine zeitliche Abnahme festgestellt. Dieses Phänomen steht im Kontrast zu einem Diffusionsvorgang nach dem 2. Fick'schen Gesetz unter separater Berücksichtigung nicht-linearen Chloridbindens. Es stellt sich die Frage nach der Ursache für die Abnahme von D_{app} . Einerseits kommen Ablagerungsvorgänge im Meerwasser in Betracht, die aber für die hier gestellte Aufgabe nicht relevant sind. Andererseits müssen ionogene Interaktionen ins Kalkül gezogen werden.

2.2.4 Ionogene Interaktion

Ionen bewegen sich nicht unabhängig voneinander, sondern in einem elektrostatischen Feld, wobei die Stärke des Feldes von der Art und der Konzentration der gelösten Ionen abhängt. Neben den Vereinfachungen hinsichtlich der Randbedingungen zur Lösung der Diffusionsgleichungen, stellt die Vernachlässigung ionogener Interaktionen folglich eine zusätzliche grobe Näherung da. Es lassen sich generell die folgenden Arten der Interaktion unterscheiden:

- a) Reduktion des chemischen Potentials
- b) Verlangsamung der Driftgeschwindigkeit durch assoziierte Kationen
- c) Interaktion von Chlorid in Porenlösung und elektrischen Doppelschichten an der Porenwand

Reduktion der Aktivität:

Im Fall von Interaktionen zwischen den Bestandteilen einer transportierten Substanz muss eine Reduktion der Aktivität [51], d. h. der effektiv wirksamen Konzentration und somit der treibenden Kraft der Diffusion berücksichtigt werden. Dies kann durch die Einführung eines von der Chloridkonzentration abhängigen Aktivitätskoeffizienten f in die Diffusionsgleichungen erfolgen [22, 52]:

$$J = -D_0 \cdot \frac{\partial c_f}{\partial x} \cdot \left(1 + \frac{\partial \ln(f)}{\partial \ln(c_f)} \right) = -D(c_f) \cdot \frac{\partial c_f}{\partial x} \quad (2-12)$$

J	Ionenfluss	$[\text{kg}_\text{Cl}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})]$
D_0	Diffusionskoeffizient frei beweglicher Chloride (ohne Interaktion)	$[\text{m}^2/\text{s}]$
c_f	Freie Chloridkonzentration in Volumenelement Porenlösung	$[\text{kg}_\text{Cl}/\text{m}^3]$
x	Abstand zum Nullpunkt (Oberfläche)	$[\text{m}]$

f	Aktivitätskoeffizient für Chlorid	[-]
$D(c_i)$	Konzentrationsabhängiger Diffusionskoeffizient von Chlorid	$[m^2/s]$

Für unendlich verdünnte Lösungen wird $\partial \ln(f)/\partial \ln(c_i) = 0$. Darüber hinaus ergeben sich negative Werte > -1 . Der Effekt eines reduzierten chemischen Potentials lässt sich danach in einen mit steigender Chloridkonzentration abnehmenden Diffusionskoeffizienten überführen. Eine Steigerung der Chloridkonzentration in der Porenlösung vom natürlichen Gehalt auf 0,50 mol/l (entspricht 3%-iger NaCl-Lösung) führt gemäß Berechnungen von Zhang & Gjørv [52] zu einem um rd. 15 % geringeren Diffusionskoeffizienten.

Verlangsamung der Driftgeschwindigkeit durch assoziierte Kationen:

Nach der Debye-Hückel Theorie befindet sich jedes Ion im zeitlichen Mittel im Zentrum einer Wolke aus entgegengesetzt geladenen Ionen, wobei jedes Ion gleichzeitig Zentralion einer Wolke und Teil einer anderen Ionenwolke ist, Bild 2-3. So bewegen sich Chloride immer in Verbindung mit einer Wolke sie umgebender Kationen, auf welche bei Bewegung eine viskose, entgegen gesetzte Kraft wirkt. Außerdem bewegen sich die korrespondierenden Kationen (z. B. Na^+) langsamer als Chlorid [63]. Bei Bewegung des zentralen Chlorids, hinkt die Wolke aus Gegenionen nach und wird verzerrt. Dies führt dazu, dass Teile der Ionenwolke abgestreift werden und sich erst wieder aufbauen müssen. Die Ladung des Chlorions wird durch die umgebende Kationenwolke kurzzeitig nicht mehr vollständig kompensiert [53], wodurch sich ein elektrisches Feld aufbaut, welches die Bewegung des Chlorids zusätzlich bremst (Relaxationseffekt):

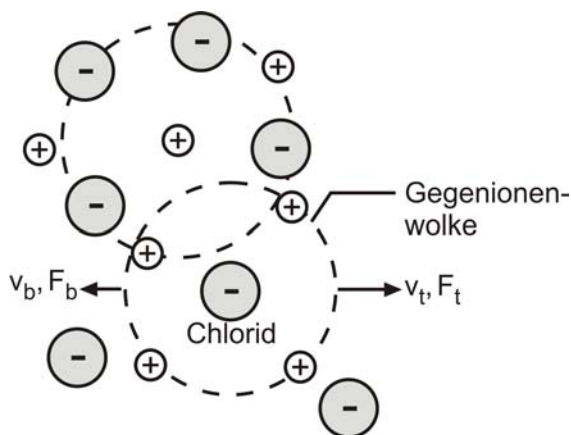


Bild 2-3:
Treibende (t) und bremsende (b) Kräfte F und korrespondierende Geschwindigkeiten v von Chlorid umgeben durch eine Ionenwolke

Es gibt vereinzelte Ansätze, diese bremsenden Kräfte zu berechnen und in die Flussstromdichte J einzuarbeiten [52, 54]. Die hierzu benötigten Eingangsgrößen (z. B. Radius der Ionenwolke = Debye-Länge κ^{-1}) sind jedoch wiederum selbst von der Chloridkonzentration abhängig und würden zu sehr komplexen Differentialgleichungen führen, die sich nicht mehr geschlossen lösen lassen.

Der sich qualitativ ergebende Effekt ist, dass mit zunehmender Chloridkonzentration über die Zeit die bremsende Wirkung steigt.

Interaktion von gelöstem Chlorid und elektrischen Doppelschichten an den Porenwänden:

Kommt eine Elektrolytlösung in Kontakt mit einer Festkörperoberfläche, so werden Ionen aus dem Elektrolyten zur Absättigung freier Valenzen adsorbiert [55], Bild 2-4. Es kann davon ausgegangen werden, dass die Oberfläche der Hydratationsprodukte vornehmlich eine negative Ladung aufweist [18]. Zur Wahrung der Elektroneutralität lagern sich in der Nähe der Porenwänden Kationen (+) an (durch die zweifach positive Ladung vornehmlich Ca^{2+} , aber auch Na^+ , K^+). Durch die Solvathüllen der

Kationen ergibt sich eine Lagerungsdichte an der Oberfläche, die nicht ausreicht, die negative Oberflächenladung zu kompensieren. Die zur Ladungskompensation noch weiterhin notwendigen Kationen umgeben die Oberfläche deshalb als diffuse Schicht, wobei hier die Driftgeschwindigkeiten geringer als in der freien Porenlösung sind. Findet eine Relativbewegung der Porenlösung in Bezug auf die Porenwand statt, so kommt es zu einem Abstreifen eines äußeren Teils der diffusen Schicht. Es fehlen folglich in einer solchen Scherfläche Kationen zur Kompensation der Ladungen. Dieses Potential an der Scherfläche wird als Zeta-Potential ζ bezeichnet. Die bestimmenden Größen für die Potentialverteilung im Porenquerschnitt sind das Oberflächenpotential Ψ_0 und die effektive Dicke der Doppelschicht, die als Debye-Länge $1/\kappa$ bezeichnet wird.

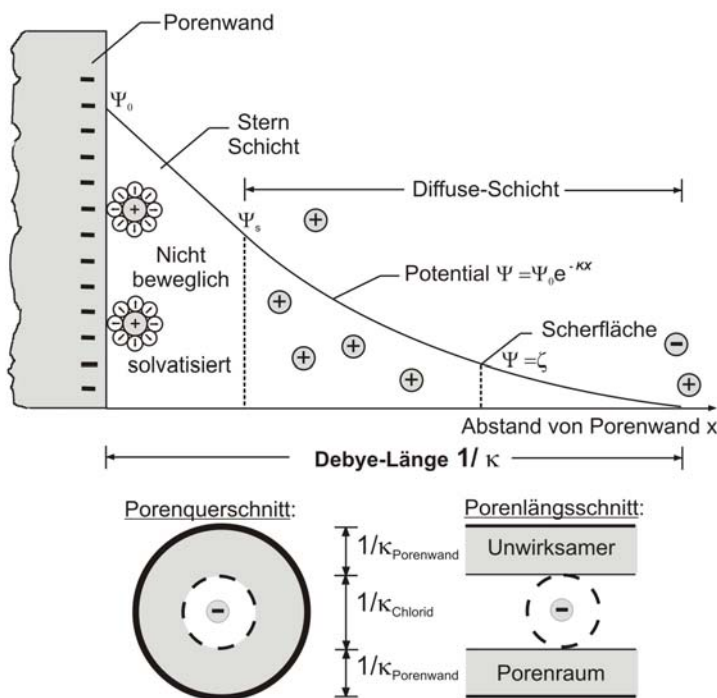


Bild 2-4:
Elektrische Doppelschicht und Einfluss auf den Transport von Chlorid

Die Debye-Länge nimmt mit steigender Ionenstärke, also mit steigender Chloridkonzentration, ab. Wie zuvor bereits beschrieben, diffundieren Chloride nicht als unabhängige Punktladungen, sondern sind immer durch eine Wolke von Kationen umgeben, deren Radius ebenfalls der Debye-Länge entspricht. Bei Überlagerung der die Chloride umgebenden Ionenwolken untereinander, bzw. mit der diffusen Schicht findet eine Abstoßung von Chloriden statt.

Zur Überwindung der konzentrationsabhängigen Abstoßung muss eine Energie aufgebracht werden. Daraus ergibt sich der Effekt, dass abhängig von der Konzentration der Porenlösung und dem Porendurchmesser, Chloride daran gehindert werden können einen Porenquerschnitt zu passieren [52, 56], Bild 2-4 unten. Es ist also ein gewisser Grenzporendurchmesser für den diffusiven Chlorideintrag notwendig. Eine vereinfachte Abschätzung über die Debye-Länge zeigt, dass bei einer Erhöhung der Chloridkonzentration im Porenwasser vom natürlichen Chloridgehalt (rd. 0,005 mol/l) auf einen Wert von 0,50 mol/l (entspricht 3%-iger NaCl-Lösung) der Grenzdurchmesser einer Pore von 1,6 auf 16,5 nm steigt, [57]. Die Konsequenzen sind, dass a) bei gleicher Konzentration in der Porenlösung, Betone mit feinerer Porengrößenverteilung einen geringeren Diffusionskoeffizienten aufweisen sollten, als grobporige Betone (gleicher Porosität), b) der Diffusionskoeffizient des gleichen Betons mit zunehmender Chloridkonzentration in der Porenlösung und somit mit der Zeit steigen sollte.

Wiens untersuchte den zuvor unter (a) genannten Zusammenhang. Er verglich das Verhältnis des Sauerstoffdiffusionskoeffizienten und des Chloridmigrationskoeffizienten $D_{O_2(SS)} / D_{Cl,M(SS)}$ (stationär gemessen) [57], Bild 2-5. Der so bestimmte Migrationskoeffizient, ist folglich frei vom Bindungsein-

fluss. Anders als für den Chloridmigrationskoeffizienten ist anzunehmen, dass sich der Sauerstoffdiffusionskoeffizient weitestgehend unabhängig von der Ladungsverteilung der Porenwände verhält. Beide Kenngrößen nehmen zwar mit steigender Feinheit des Porensystems ab. Unterhalb eines Grenzdurchmessers sinkt der Migrationskoeffizient auf Grund der Ladungsabstoßung an den Porenwänden aber exponentiell ab, wodurch das Verhältnis $D_{O_2(SS)} / D_{Cl,M(SS)}$ steigt. Auf diese Weise wies Wiens [57] die für Chloride abstoßende Wirkung der Porenwände nach. Aus Bild 2-5 wird ebenfalls deutlich, dass für Betone mit Durchlässigkeiten von $D_{Cl,M(SS)} > 1 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ der Effekt einer Abstoßung an den Wänden der relativ groben Poren vernachlässigbar klein wird.

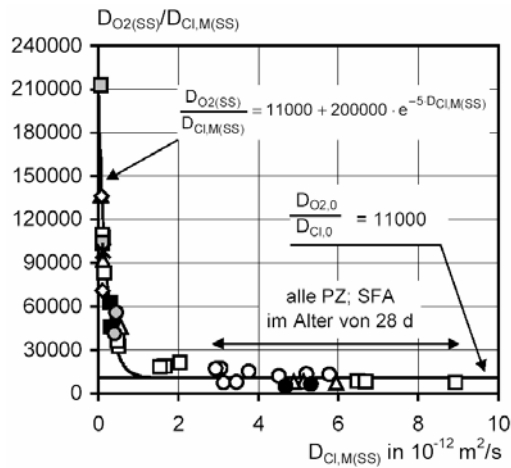


Bild 2-5: Verhältnis des Sauerstoffdiffusionskoeffizienten und des Chloridmigrationskoeffizienten $D_{O_2(SS)} / D_{Cl,M(SS)}$ (beide stationär gemessen) als Nachweis des Effekts einer Ladungsabstoßung durch Porenwände, $w/z = 0,40-0,60$, Bild aus [57]

Die Ladungsabstoßung an Porenwänden kommt damit nur bei feinporigen Betonen, die z. B. mit größeren Anteilen an Zusatzstoffen (Steinkohlenflugasche, Hütten sand) bzw. sehr niedrigen w/z -Werten hergestellt werden, zum tragen (bei Betonen mit Zusatzstoffen erst in einem Alter von mehr als 28 Tagen).

Fazit zur ionogenen Interaktion:

Es gibt nur wenige systematische Untersuchungen zur ionogenen Interaktion von Chlorid in Beton. Zhang führte stationäre Migrationsversuche unter Variation der Chloridkonzentration in der Prüflösung durch [58], woraus der Einfluss der Chloridkonzentration durch alle genannten ionogenen Interaktionen gebündelt hervorgeht, Bild 2-6.

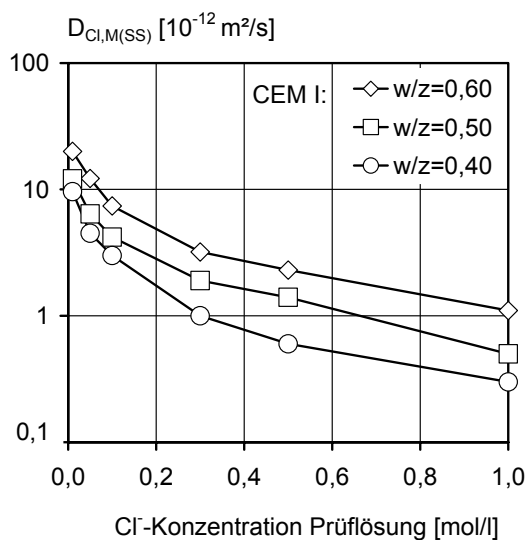


Bild 2-6: Stationärer Chloridmigrationskoeffizient als Funktion der Prüflösungskonzentration, Daten aus [58]

Danach nimmt der stationäre Migrationskoeffizient mit steigender Konzentration der Prüflösung ab. In einem stationären Migrationsversuch, bei der Bindung keine Rolle spielt, überwiegt bei Steigerung der Prüfkonzentration offensichtlich die Verlangsamung der Driftgeschwindigkeit den Effekt einer Verminderung der Abstoßung an den Porenwänden (die chemische Aktivität ist im Migrationsversuch nicht relevant, da der Versuch nicht konzentrations- sondern Spannungsabhängig ist).

Das ist angesichts der geprüften „grobporigen“ Betone (CEM I, $w/z = 0,4$ bis $0,6$) durchaus plausibel, da nur bei feinporigen Betonen die Verminderung der Abstoßung zum tragen kommen sollte. Offen bleibt aber die Frage, wie das Verhalten unter instationären Bedingungen sowohl für die Diffusion als

auch die Migration ist. Denn unter diesen Bedingungen sättigen zuvor eingedrungene Chloride Bindungsplätze ab, wodurch ein weniger behinderter Eintrag stattfinden sollte. Diese Absättigung könnte die bremsende Wirkung der ionogenen Interaktionen überwiegen.

2.2.5 Huckepack-Transport

Die treibende Kraft des **kapillaren Saugens** ist der Kapillarsog. Durch Aufstellen des Kräftegleichgewichts in der Kapillare lässt sich eine Beziehung für die Eindringgeschwindigkeit des Flüssigkeitsmeniskus mit der Zeit ableiten, [59, 60]. Kapillares Saugen wird jedoch häufig durch einen Diffusionsansatz beschrieben, [61, 62, 63, 64], wobei dann der Gradient des Wassergehaltes w als die treibende Kraft für die lokale Flüssigkeitsstromdichte angesetzt wird, was streng physikalisch nicht der Fall ist. Der praktische Grund für dieses Vorgehen ist, dass im Gegensatz zum Kapillarsog der Wassergehalt einfach zu messen ist. Die mathematische Begründung ist, dass sich für beide Ansätze theoretisch eine \sqrt{t} -Abhängigkeit für die Eindringtiefe der Wasserfront ergibt, [38, 60, 65]:

$$x = \sqrt{\frac{\sigma \cdot r}{2\eta}} \cdot \sqrt{t} = B \cdot \sqrt{t} \quad (2-13)$$

x	Eindringtiefe des Wasserminiskus	[m]
σ	Oberflächenspannung der Flüssigkeit	[N/m]
r	Porenradius	[m]
η	Viskosität der Flüssigkeit	[Ns/m ²]
t	Saugzeit	[s]
B	Eindringkoeffizienten	[m/ \sqrt{s}]

Anders als für viele Baustoffe ist für Beton, welcher eine chemische und physikalische Interaktion mit eindringendem Wasser eingeht, bei längeren Saugzeiten ein gegenüber dem \sqrt{t} -Gesetz langsamerer Eintrag von Wasser zu beobachten, [60, 63, 66, 67, 68]. Die Eindringtiefe wird deshalb durch einen allgemeinen Potenzansatz beschrieben. Es gibt für diesen durch den Überbegriff **Selbstabdichtung** bezeichneten Effekt vielfältige Begründungsansätze: Hydratation, Quellen des Zementgels [63, 69], Ablagerungs- und Lösungsvorgänge vor allem von $\text{Ca}(\text{OH})_2$ [70, 71], zunehmende Viskosität des Porenwassers durch Chlorideintrag [60, 63]. Die Konsequenz der Selbstabdichtung ist, dass chloridhaltiges Wasser nur bis zu einer endlichen Tiefe konvektiv in den Beton eindringen kann.

Von Schießl [72] wurde für die **Konvektion** der Begriff „**Huckepack**“-**Transport** geprägt, worunter das im Vergleich zur Diffusion um Größenordnungen schnellere Mitschleppen von Salzionen durch kapillar eindringendes Wasser in den Beton verstanden wird. Die im Wasser gelösten Salze verändern dabei die physikalischen Eigenschaften des Porenwassers (Oberflächenspannung, Viskosität, Dichte, Randwinkel des Meniskus in der Kapillare), wodurch sich wiederum die unterschiedlichen Transportkoeffizienten während der Saug- bzw. Umverteilungsphase ändern, [73].

Zur Beschreibung der Relativbewegung von Chloriden in Bezug auf die mittlere Eindringgeschwindigkeit des Trägermediums Wasser sind unterschiedliche Mechanismen zu berücksichtigen, Bild 2-7. Diese Phänomene sind aus der Geohydrologie bekannt [76, 74, 75], und können wie folgt auf Beton übertragen werden: Unter **Konvektion**, z. T. auch als Advektion bezeichnet, wird hier die simultane Bewegung von Chlorid und Porenwasser ohne Verzögerung gegenüber einer mittleren, scharfen Eindringfront im Beton verstanden. Wird ein poröses Material von einer kurzfristig aufgegebenen Chloridlösung durchflossen, so ist ein Verflachen einer zunächst scharfen Chloridfront zu beobachten.

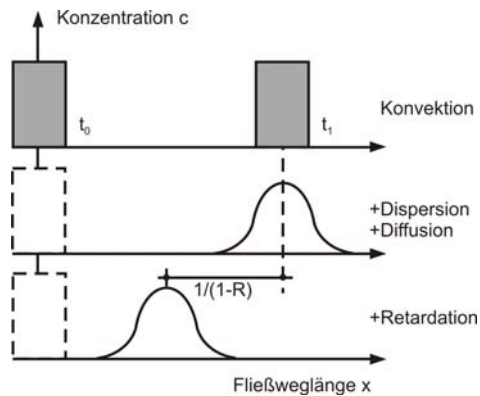


Bild 2-7: Konzentrationsänderung in durchflossenem porösen Material nach kurzfristiger Stoffzugabe in Perkolat in Anlehnung an [76]

Die Ursachen für diesen als **Dispersion** bezeichneten Effekt sind, Bild 2-8:

- a) Verteilung der Kapillarradien und der davon abhängigen Sauggeschwindigkeit [60, 63, 77]
- b) Windung und teilweiser Verschluss der Kapillaren [33, 75] ergeben Streuung der Fließweglängen und folglich Fließzeiten gegenüber dem Mittelwert
- c) Ungleichmäßige Geschwindigkeitsverteilung über den Kapillarquerschnitt (Hagen-Poiseuille) [33, 75]

wobei Effekt c) im Vergleich zu Effekt a) und b) in Beton als vernachlässigbar klein einzustufen ist.

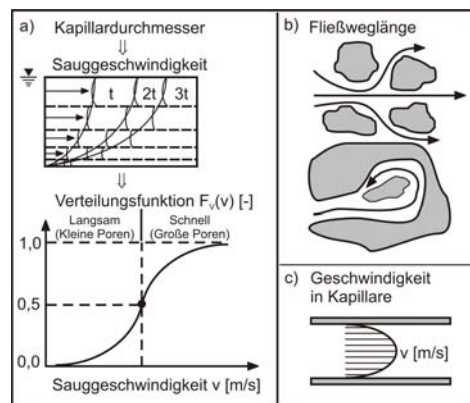


Bild 2-8: Ursachen für Dispersion in Beton

Insgesamt entstehen lokal unterschiedliche Fließgeschwindigkeiten des chloridhaltigen Wassers, wodurch Teile des Salzes gegenüber der mittleren Eindringtiefe nach- bzw. vorausseilen. Die Wirkung der Dispersion hat große Ähnlichkeit mit einem Diffusionsvorgang, weshalb zur Beschreibung ein Ansatz gewählt werden kann, der formal einer Diffusionsgleichung entspricht, [33, 74].

Statt eines Diffusionskoeffizienten wird dann ein Dispersionskoeffizient verwendet, der beide Effekte beinhaltet. Für den Dispersionskoeffizienten gibt es zahlreiche Modell- und Interpretationsansätze, die alle darauf abzielen eine Abhängigkeit von der Verteilung der Größe, Form und Kontinuität des Porensystem und somit der Fließgeschwindigkeit herzuleiten, [33]. Letztendlich ist der Dispersionskoeffizient als ein integraler, das Porengefüge auf makroskopischer Ebene charakterisierender Parameter aufzufassen.

Retardation oder Filtereffekt bedeutet, dass die Chloridfront immer auf die Wasserfront folgt. Als Ursachen werden die Chloridbindung sowie ionogene Interaktionen angeführt, [63, 78]. Zur Beschreibung von Chloridkonvektion in Verbindung mit Dispersion und Retardation kann Gleichung (2-14) unter der Annahme eines ortsunabhängigen Dispersionskoeffizienten angewendet werden, [33, 75]:

$$\frac{\partial c_f}{\partial t} = -v \cdot (1-R) \cdot \frac{\partial c_f}{\partial x} + D_L \cdot \frac{\partial^2 c_f}{\partial x^2} \tag{2-14}$$

c_f	Freie Chloridkonzentration in Volumenelement Porenlösung	[kgCl/m ³]
t	Zeit	[s]
v	Mittlere Porenwassergeschwindigkeit	[m _x /s]
R	Retardationsfaktor ($0 \leq R \leq 1$)	[-]
x	Koordinate in Fließrichtung (Abstand zur Betonoberfläche)	[m _x]
D_L	Longitudinaler hydrodynamischer Dispersionskoeffizient	[m ² _x /s]

Im weiteren Verlauf wird die Längeneinheit in x-Richtung [m_x] vereinfachend mit [m] abgekürzt. Nach [33, 74] teilt sich der Dispersionskoeffizient D_L in einen geschwindigkeitsabhängigen und – unabhängigen Anteil (infolge Diffusion) gemäß einer linearen Abhängigkeit von der Konvektionsgeschwindigkeit

keit v auf. Bei Bezug des Chlorideintrags auf die Betonmasse, d. h. unter Berücksichtigung der Chloridbindung als Bestandteil des scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} , stellt sich dieser Zusammenhang wie folgt dar:

$$D_L(t) = \begin{array}{l} \text{hydrodynamische Dispersion} \end{array} + \begin{array}{l} D_{app}(t) \\ \text{Diffusion} \end{array} + \begin{array}{l} \Delta l \cdot v \cdot (1-R) \\ \text{mechanische Dispersion} \end{array} \quad (2-15)$$

D_L	Longitudinaler, hydrodynamischer Dispersionskoeffizient	[m ² /s]
D_{app}	Scheinbarer Diffusionskoeffizient für Chlorid	[m ² /s]
Δl	Dispersivität	[m]
v	Mittlere Porenwassergeschwindigkeit von Chlorid	[m/s]

Wenn $v \rightarrow 0$, dann ist der Dispersionskoeffizient D_L gleich dem scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} und das Modell nach Gleichung (2-14) entspricht dem 2. Fick'schen Gesetz nach Gleichung (2-7). Es sei an dieser Stelle explizit darauf hingewiesen, dass die mathematisch formale Äquivalenz der Dispersion mit einem Diffusionsansatz nicht bedeutet, dass die treibende Kraft für die Dispersion das Konzentrationsgefälle ist. Die Dispersion ist kein eigenständiger Transportmechanismus, sondern beschreibt die Abweichung, welche entsteht, wenn gezwungenermaßen statt der tatsächlichen Eindringtiefe entlang der einzelnen Flusslinien im gewundenen Porensystem (mikroskopischer Maßstab) die Eindringtiefe in x-Richtung (makroskopischer Maßstab) betrachtet wird. Kann von einer konstanten Chloridbelastung c_S und Porenwassergeschwindigkeit v ausgegangen werden, dann ergibt sich mit den Randbedingungen $c(x=0, t) = c_S$, $c(x=\infty, t) = 0$ und $c(x, t=0) = 0$ eine in der Geohydrologie benutzte analytische Lösung nach [79]:

$$c_f(x, t) = \frac{c_S}{2} \cdot \left[\operatorname{erfc} \left(\frac{x - v \cdot (1-R) \cdot t}{2\sqrt{D_L \cdot t}} \right) + \exp \left(\frac{v \cdot (1-R) \cdot x}{D_L} \right) \cdot \operatorname{erfc} \left(\frac{x + v \cdot (1-R) \cdot t}{2\sqrt{D_L \cdot t}} \right) \right] \quad (2-16)$$

siehe Gleichung (2-14)		
c_S	Chloridbelastung an Oberfläche („surface“)	[kgCl/m ³]
erfc	Komplement der Fehlerfunktion („Error function“), d. h. $(1-\operatorname{erf}(z))$, siehe Gleichung (2-9)	

Kann die kapillare Fließgeschwindigkeit als groß gegenüber der Dispersion angesehen werden, so wird der zweite Summand von Gleichung (2-16) zu Null (mit $z > 2,5 \rightarrow \operatorname{erfc}(z) \approx 0$) und es ergibt sich:

$$c_f(x, t) = \frac{c_S}{2} \cdot \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x - \mu_x}{\sqrt{2} \cdot \sigma_x} \right) \right] \quad \text{mit } \mu_x = v \cdot (1-R) \cdot t \quad \text{und} \quad \sigma_x = \sqrt{2 \cdot D_L \cdot t} \quad (2-17)$$

siehe Gleichung (2-14) und (2-16)		
μ_x	Tiefe der Konvektionsfront (Mittelwert der Chlorideindringtiefe)	[m]
σ_x	Standardabweichung der Chlorideindringtiefe	[m]

Die Dispersion erzeugt mit zunehmendem, mittlerem Transportweg μ_x , d. h. zunehmender Transportzeit t , eine Auffächerung des Chloridprofils. Zum besseren Verständnis ist es hilfreich sich die geometrische und statistische Bedeutung der Transportvariablen vor Augen zu führen, Bild 2-9. Ist die Dispersion gegenüber der Konvektion klein, dann ist der Beitrag der Diffusion zum Chlorideintrag ebenfalls vernachlässigbar. Dann ergibt sich sowohl nach Gleichung (2-16) als auch nach Gleichung (2-17) das gleiche symmetrische Chloridprofil, Bild 2-10.

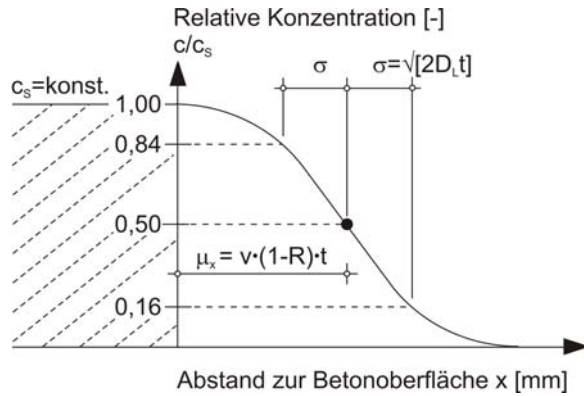


Bild 2-9: Geometrische und statistische Bedeutung der Parameter im Modell zu Konvektion mit Dispersion in Bezug auf das sich einstellende Chloridprofil im Beton gemäß Gleichung (2-17)

Steigt dagegen der Einfluss der Diffusion, ergeben sich antimetrische Profile, da die Diffusion nur in Richtung des Konzentrationsgefälles stattfindet, Bild 2-10.

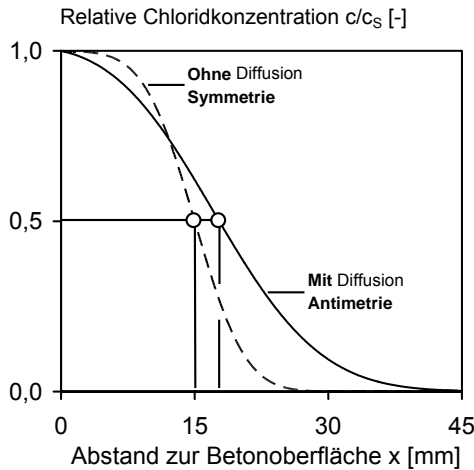


Bild 2-10: Chloridverteilung in Beton infolge Konvektion und Dispersion ohne Diffusion nach Gleichung (2-17) und mit Diffusion nach Gleichung (2-16). Zur Verdeutlichung der sich ergebenden Antimetrie wurde neben der unterschiedlichen Modellart für den Fall mit Diffusion der Dispersionskoeffizient D_L fünfmal höher als für den Fall ohne Diffusion gewählt.

Lunk stellte den in kapillaren Saugversuchen ermittelten Retardationsfaktor R dem Eindringkoeffizient B und folglich der Wassereindringgeschwindigkeit gegenüber, siehe Gleichung (2-13), und nahm eine Einteilung in drei Bereiche vor, Bild 2-11.

Der Retardationsfaktor R muss danach als geschwindigkeits- und somit zeitabhängige Funktion betrachtet werden.

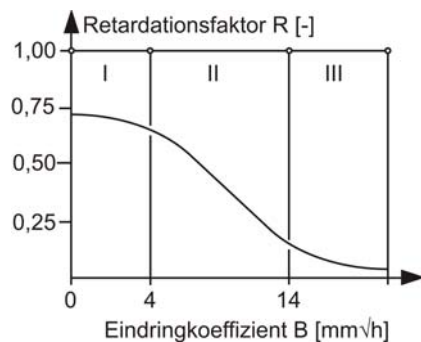


Bild 2-11: Retardationsfaktor R als Funktion des Eindringkoeffizienten B gemäß [60]

Gleichung (2-16) und (2-17) gelten für eine zeitlich konstante äußere Chloridbelastung c_s und Porenwassergeschwindigkeit v . Beides trifft im Fall des Betons in der Straßenumgebung nicht zu.

In Phasen ohne Wasserbeaufschlagung findet ein **Rücktransport** von Wasser und Chlorid zur Oberfläche statt. Wasser verdunstet, wodurch Wasser aus dem Beton nachgesaugt wird. Chloride reichern sich an dieser Verdunstungsfront an. In Bauteilen, die einer direkten Beregnung bzw. chloridfreiem Spritzwasser ausgesetzt sind, wird das oberflächennahe freie als auch gebundene Chlorid dann abgewaschen (ausgelaugt), [80]. Durch chloridfreies Wasser werden im Beton befindliche Chloride von außen nach innen weiterverteilt, wobei sich die ehemals scharfe Front verzerrt, siehe Bild 2-7. Gleichzeitig findet eine Umverteilung von Chloriden ins Betoninnere durch kapillares Saugen kleinerer Poren und im Bereich des Wasserminiskus eine Selbstabdichtung des Betons gegenüber Wassereintrag statt. Die Folge sind Chloridprofile mit einem Maximum im Betoninneren.

Eine wirklichkeitsnahe Abbildung dieser komplexen Vorgänge ist nur durch Lösung getrennter Differentialgleichung für den Wasser- und Salztransport möglich. Bereits Volkwein [63] stellte eine gute

qualitative Übereinstimmung von Simulationen zu Konvektion mit Chloridbindung mit Messungen aus kurzzeitigen Saugversuchen fest. Steffens [81] verglich sein numerisches Modell zum Feuchte- und Salztransport mit Saugversuchen aus [60, 63] und stellte eine gute Übereinstimmung hinsichtlich der Eintragungsgeschwindigkeit und der Anteile freier und gebundener Chloride fest. Nilsson [82] simulierte den Chlorideintrag infolge Konvektion gekoppelt mit Diffusion und Bindung. Die Nachstellung eines Saugversuches (reine Konvektion) und einer Einlagerung in Chloridlösung (reine Diffusion) ergaben für kurze Saugzeiten vergleichbare Ergebnisse, jedoch ohne Vergleich mit Messwerten. Eine Straßenumgebung wurde durch einen Jahreszyklus bestehend aus einer Phase mit Chloridbelastung, Regenphase und Trocknung mit zeitweiser Beregnung abgebildet. Qualitativ entsprachen die berechneten Chloridprofile den während eines Jahres an Auslagerungsproben entlang einer Straße gemessenen Profile. Die Eindringtiefe wurde jedoch generell deutlich überschätzt. Die Extrapolation des Modells über die Zeit ergab ab einer Tiefe jenseits von $x = 20$ mm nahezu lineare Verläufe, was im Widerspruch zu den Praxisbeobachtungen steht. Als Erklärungsursache für die Abweichungen wurden zeitabhängige Bindungsvorgänge und eingeschränkte Verbindung wassergesättigter Poren unter trockenen Bedingungen angeführt.

Analytische Lösungen für alternierende Belastung existieren nicht. Im Fall von Straßenbauwerken kann nur bei Betrachtung langer Zeiträume (Jahre) von einer konstanten Chloridbelastung ausgegangen werden, deren Realisierungen um den zeitlichen Mittelwert streuen (probabilistischer Ansatz). Gehlen [30] erweiterte daher das auf Diffusion basierende Konzept für ein probabilistisches Modell zur chloridinduzierten Depassivierung der Bewehrung, welches erstmals in dieser Form im EU-Projekt DuraCrete [28] für eine Meerwasserexposition erarbeitet wurde. Er ging davon aus, dass in teilgesättigten Betonen chloridhaltiges Wasser zunächst sehr schnell (quasi spontan) innerhalb einer endlichen Konvektionszone Δx eindringt bzw. während Trockenphasen zurücktransportiert wird und jenseits dieser Tiefe via Diffusion weiterverteilt wird, um den so zu beobachtenden langsamen Eintrag in großen Tiefen zu erklären. Der Aspekt der Dispersion wurde nicht behandelt. Der benutzte Modellaufbau hat große Ähnlichkeit mit Gleichung (2-17):

$$c(x, t) = c_{\Delta x} \cdot \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x - \Delta x}{2\sqrt{D_{\text{app}}(t) \cdot t_{\text{exp}}}} \right) \right] \quad (2-18)$$

$c_{\Delta x}$	Chloridkonzentration des Betons (B) in der Tiefe Δx	[kgCl/m ³]
erf	Gaußsche Fehlerfunktion	
x	Abstand von der Betonoberfläche	[m _B]
Δx	Konvektionszone	[m]
D_{app}	Zeitlicher Mittelwert des ortsunabhängigen, scheinbaren („apparent“) Diffusionskoeffizienten	[m ² /s]
t	Alter des Betons	[s]
t_{exp}	Zeit mit Chloridbelastung	[s]

Entscheidender Unterschied zu der analytischen Gleichung (2-17) ist, dass in Gleichung (2-18) die Eindringtiefe der Konvektionsfront Δx zwar als streuende Zufallsvariable, aber dennoch zeitlich konstant angesetzt wird, Bild 2-12.

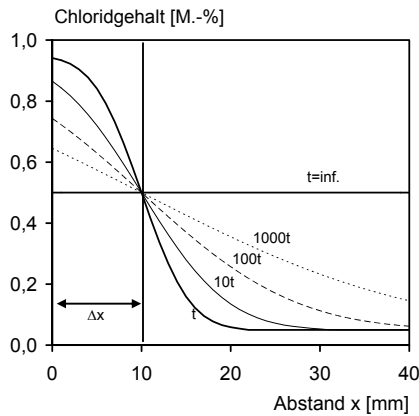


Bild 2-12:
Rechnerische Chloridprofile entsprechend des Ansatz von Gehlen [30], Gleichung (2-18)

Dadurch ergibt sich rechnerisch eine stetige Abflachung des Profils, was in Oberflächennähe nicht den realen Gegebenheiten entspricht. Die Idee einer endlichen Konvektionsfront ist in Anbetracht der Tatsache wechselnder Feuchtebedingungen und dem Effekt der Selbstabdichtung gegenüber kapillarem Saugen zwar grundsätzlich nachvollziehbar.

Dieser Ansatz vernachlässigt aber, dass durch den Anteil „schneller“ Kapillarporen Chlorid auch rasch in Tiefen gelangen kann, die weit über die mittlere Konvektionstiefe hinausgehen. Diese Aspekte lassen sich insgesamt zutreffender durch eine zeitabhängige Funktion für die Fließgeschwindigkeit v und den Dispersionskoeffizienten D_L in den vorgestellten analytischen Lösungen (2-16) und (2-17) abbilden.

2.3 Stand des Wissens zur Berechnung der Depassivierungswahrscheinlichkeit

2.3.1 Berechnungsverfahren

Eine Wahrscheinlichkeit bezieht sich grundsätzlich auf ein bestimmtes Ereignis. Um ein bestimmtes Ereignis von anderen nicht relevanten Ereignissen abzugrenzen, muss ein Kriterium aufgestellt werden. Dieses Kriterium wird durch die sog. Grenzzustandsgleichung $g(\cdot)$ beschrieben. Die Variablen in der Grenzzustandsgleichung sind in der Regel Streuungen unterworfen und müssen als Zufallsvariablen betrachtet werden. Die zufallsverteilten Variablen in der Grenzzustandsgleichung, welche von der Zeit t abhängig sein können, werden durch den Zufallsvektor $x = (x_1, x_2, \dots, x_n)^T$ dargestellt, [83]. Die Grenzzustandsgleichung trennt den sicheren (akzeptablen) Bereich von demjenigen, der als Versagen eingestuft wird $g(x, t) = 0$ ab. Versagen tritt für den Fall $g(x, t) \leq 0$ ein. Es sei an dieser Stelle explizit darauf hingewiesen, dass Versagen im gegebenen Zusammenhang nicht im Sinne von z. B. Bauwerkskollaps zu verstehen ist, sondern ausschließlich das Überschreiten eines definierten Grenzzustandes kennzeichnet. In der hier behandelten Arbeit ist dies vornehmlich der Grenzzustand der Depassivierung. Gesucht ist folglich die Wahrscheinlichkeit des Versagens $p\{\text{Versagen}\} = p\{g(x, t) \leq 0\} = p_f$ (f: „failure“). Im Rahmen einer Bemessung darf die Versagenswahrscheinlichkeit p_f eine zuvor definierte Grenzwahrscheinlichkeit p_{Max} zu keinem Zeitpunkt während der angestrebten Nutzungsdauer überschreiten. Für den Fall der Lebenszyklusanalyse ergeben sich aus dem Produkt der Versagenswahrscheinlichkeit und den Einheitskosten für eine Instandsetzungsmaßnahme die in Summe zu einem Zeitpunkt zu erwartenden Instandsetzungskosten.

Der einfachste Fall einer Zuverlässigkeitsbetrachtung besteht nun darin, einen Widerstand R („resistance“) einer Einwirkung S („stress“) in der Grenzzustandsgleichung $g(S, R) = (R-S)$ gegenüberzustellen. Bei Annahme unkorrelierter Variablen R und S , ist die Versagenswahrscheinlichkeit aus dem Faltungsintegral zu bestimmen, [83, 84, 85]:

$$p_f = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} f_R(x) \cdot f_S(x) dx dx = \int_{-\infty}^{+\infty} \left(\int_{-\infty}^x f_R(x) dx \right) \cdot f_S(x) dx = \int_{-\infty}^{+\infty} F_R(x) \cdot f_S(x) dx = \int_{-\infty}^{+\infty} f_{p_f}(x) dx \quad (2-19)$$

p_f Versagenswahrscheinlichkeit
 $f(x)$ Verteilungsdichte der Laufvariablen x
 $F(x)$ Verteilungsfunktion der Laufvariablen x
 R, S Widerstand („resistance“) bzw. Einwirkung („stress“)

Generell gilt, dass eine Variable deren nominelle Vergrößerung (bzw. Verringerung) zu einer kleineren Versagenswahrscheinlichkeit führt, als Widerstand R (bzw. Einwirkung S) aufzufassen ist. Im Fall der Bewehrungskorrosion ergibt sich folgende Analogie: Der Bewehrungsstahl ist dann korrosionsbereit, wenn der Chloridgehalt $c(x = d_c, t)$ zum Zeitpunkt t in der Tiefe des Betondeckungsmaßes d_c den Grenzwert c_{crit} überschritten hat, [28, 29, 30, 89]. Für die diesem Grenzzustand zugehörige Versagenswahrscheinlichkeit p_f gilt:

$$p_f(t) = p\{c_{crit} - c(x = d_c, t) \leq 0\} \quad (2-20)$$

$p_f(t)$	Zeitabhängige Versagenswahrscheinlichkeit	[-]
{}	Versagensereignis	
c_{crit}	Kritischer, korrosionsauslösender Chloridgehalt	[M.-% Z]
$c(x=d_c, t)$	Chloridgehalt auf Höhe der Bewehrung	[M.-% Z]
d_c	Betondeckung	[m]
t	Zeit	[s]

Der kritische Chloridgehalt c_{crit} ist der Widerstandsseite zuzuordnen. Zur Berechnung der Konzentration auf der Bewehrungslage $c(x=d_c, t)$ wird ein Transportmodell benötigt, siehe Kapitel 2.2. In einem solchen Transportmodell sind mehrere Modellvariablen enthalten, die per Definition zum Teil der Einwirkungsseite (Chloridbelastung aus Umgebung) und zum Teil der Widerstandsseite (Eindringwiderstand, Betondeckung) zuzuordnen sind. Es liegt folglich eine Grenzzustandsgleichung mit mehreren Zufallsvariablen x_i vor, so dass n-dimensionale Integrale im Versagensbereich $g(x) \leq 0$ zu lösen sind:

$$p_f(t) = \int_{g(x) \leq 0} f_x(x) dx \quad (2-21)$$

Zur Lösung dieser Integrale stehen unterschiedliche Verfahren zur Verfügung, [86]:

- (a) Analytische Berechnung
- (b) Exakte Verfahren - numerische Integration
- (c) Approximationsverfahren 1. und 2. Ordnung (FORM: First Order Reliability Method; SORM: Second Order Reliability Method)
- (d) Monte-Carlo-Simulation

Die analytische Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit ist nur in wenigen Spezialfällen geschlossen möglich. Auch die numerische Integration stößt bei großer Variablenanzahl frühzeitig an Grenzen, [86]. Im Rahmen dieser Arbeit wurden Berechnungen mit den Approximationsverfahren 1. und 2. Ordnung durchgeführt. Hierbei wird die Grenzzustandsfunktion entweder durch Linearisierung (FORM) bzw. durch eine Kurve 2. Ordnung (SORM) angenähert. Das Ziel besteht in der Lokalisierung des sog. Bemessungspunktes u^* . Hierzu werden alle Zufallsvariablen x_i in den Standardnormalraum U so transformiert, dass sich unkorrelierte, standardisierte normal verteilte Variablen U_i ergeben:

$$U_i = \frac{X_i - \mu_{x_i}}{\sigma_{x_i}} \quad (2-22)$$

U_i	standardisierte Zufallsvariable
X_i	Zufallsvariable
μ_{x_i}	Mittelwert der Zufallsvariablen
σ_{x_i}	Standardabweichung der Zufallsvariablen

Der Fall von zwei Zufallsvariablen lässt sich anschaulich in Bild 2-13 darstellen. Die Versagenswahrscheinlichkeit p_f entspricht dem im Versagensbereich liegenden Volumen der zweidimensionalen Wahrscheinlichkeitsdichte $f_{U_1, U_2}(U_1, U_2)$. Der Bemessungspunkt u^* liegt an dem Ort auf der Grenzzustandsgleichung $g(u) = 0$ (in Bild 2-13 eine Gerade) mit der darüber befindlichen höchsten Erhebung, d. h. dem Ort mit der höchsten Wahrscheinlichkeitsdichte. Der Bemessungspunkt lässt sich durch nichtlineare Optimierungsalgorithmen bestimmen. Wegen der Rotationssymmetrie der Verteilungsdichte $f_{U_1, U_2}(U_1, U_2)$ hat der Bemessungspunkt den kürzesten Abstand β zum Ursprung. Der Abstand β wird als Zuverlässigkeitsindex bezeichnet, [87]. Je weiter der Bemessungspunkt u^* vom Ursprung entfernt ist, desto größer ist der Zuverlässigkeitsindex β und desto kleiner ist das abgetrennte Volumen, welches der Versagenswahrscheinlichkeit p_f entspricht.

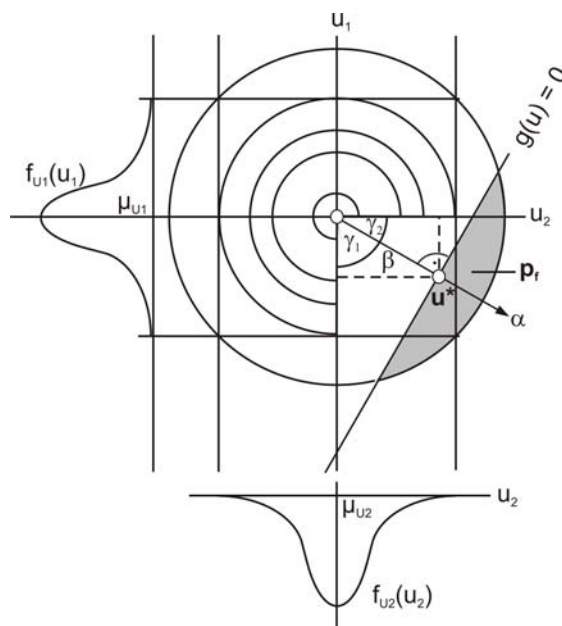


Bild 2-13:
Definition der Versagenswahrscheinlichkeit für den zweidimensionalen Standardnormalraum, [84, 87, 88, 89]

Von Interesse sind darüber hinaus die Anteile des vom Ursprung auswärts gerichteten Vektors α , d. h. der jeweilige Richtungskosinus $\cos(\gamma_i)$. Diese werden auch als Wichtungsfaktoren α_i bezeichnet [84, 89] und sind ein Maß für die Bedeutung einer Zufallsvariablen im betrachteten Modell.

Bei einer Linearisierung (FORM) kann die Versagenswahrscheinlichkeit p_f dann bei bekanntem Abstand β aus der Verteilungsfunktion der Standard-Normalverteilung näherungsweise berechnet werden, [86, 90]:

$$p_f \approx 1 - \Phi(\beta) = \Phi(-\beta) \quad (2-23)$$

$\Phi(\cdot)$	Verteilungsfunktion der Standard-Normalverteilung
β	Zuverlässigkeitsindex

Im Fall der Approximation durch eine Kurve zweiter Ordnung (SORM) ergibt sich die Versagenswahrscheinlichkeit aus, [86, 90]:

$$p_f \approx \Phi(-\beta) \cdot \left[\prod_{i=1}^{n-1} (1 - \beta \cdot \kappa_i) \right]^{-1/2} \quad (2-24)$$

$\Phi(\cdot)$	Verteilungsfunktion der Standard-Normalverteilung
β	Zuverlässigkeitsindex
i	Index zur Berücksichtigung der Möglichkeit mehrerer Bemessungspunkte
n	Anzahl der Zufallsvariablen
κ_i	Krümmung der Grenzzustandsfunktion am Bemessungspunkt

Durch SORM kann eine gekrümmte Grenzzustandsgleichung besser erfasst werden und die Genauigkeit nimmt mit steigendem β asymptotisch zu. Für weitergehende Erläuterungen zu den Rechenalgorithmen der Approximationsverfahren wird auf [83, 84, 85, 88] verwiesen. Die oben erwähnten Approximationsverfahren sind heute in kommerziell erhältlichen, anwenderfreundlichen Computerprogrammen integriert. Hier wurde das Programmpaket STRUREL [90] benutzt.

2.3.2 Reduktion von Unsicherheiten durch Abgleich nach Bayes

Wahrscheinlichkeiten quantifizieren Unsicherheiten. In der Risiko- bzw. Zuverlässigkeitsanalyse können drei Arten von Unsicherheiten unterschieden werden, [85]:

- Inhärente Streuung
- Statistische Unsicherheit
- Modellunsicherheit

Inhärente Streuungen ergeben sich im Fall des Betons vor allem durch seinen inhomogenen Charakter und können z. T. durch Qualitätskontrolle und verbesserte Produktionstechniken, aber nicht durch Abgleich nach Bayes reduziert werden, wie dies für die beiden letztgenannten Aspekte gilt.

Die **statistische Unsicherheit** ist ein grundsätzliches Problem, das bei der Anwendung von Prognosemodellen auf einzelne Bauwerke entsteht. Dieses besteht darin, dass die **bauwerksspezifische Untergesamtheit $G_i\{u_i\}$** einer Zufallsvariablen (z. B. der kritische Chloridgehalt), nur ein Teil einer **Grundgesamtheit $G\{u\}$** ist, welche alle Bauwerke charakterisiert, die auf Grund einer Merkmalskombination (z. B. Umgebungsbedingungen, Betonzusammensetzung) eine homogene Gruppe bilden. Denn für die Bewertung eines einzelnen Bauwerks ist die beste Schätzung für die bauwerksspezifische Variable u_i gesucht. Für ein Bauwerk, das noch gar nicht existiert (im Fall der Dauerhaftigkeitsbemessung) oder zu dem noch keine Untersuchungsdaten vorliegen, müssen aber Stichproben aus der Grundgesamtheit $G\{u\}$, genauer Daten anderer Bauwerke, zur Schätzung von u_i herangezogen werden, obwohl die Erwartungswerte der Grundgesamtheit $G\{u\}$ und der Untergesamtheit $G_i\{u_i\}$ nicht übereinstimmen.

Auch nach der Durchführung von Bauwerksuntersuchungen verbleibt eine statistische Unsicherheit. Zwar könnte im Sinne der klassischen Statistik durch unendlich viele Versuche am Bauwerk die bauwerksspezifische Untergesamtheit $G_i\{u_i\}$ exakt beschrieben werden. Tatsächlich werden aber meist nur sehr wenige Stichproben am einzelnen Bauwerk entnommen, wodurch die Schätzung der Variablen für die Untergesamtheit $G_i\{u_i\}$ sehr unsicher bleibt.

Um der Schätzung mehr Gewicht zu verleihen, können Vorinformationen eingebracht werden. Dies ist die Grundidee der Statistik nach Bayes (1702-1763). Die Vorinformationen sind Stichproben aus an-

deren Bauwerken und gehören der breiten Grundgesamtheit $G\{u\}$ an. Die aus Vorinformationen bestimmte Schätzung für die Grundgesamtheit $G\{u\}$ wird als **Priorverteilung** bezeichnet. Werden nun am Bauwerk stichprobenhaft Untersuchungen durchgeführt, ergibt sich daraus die verbesserte **Posteriorverteilung**. Das Rechenverfahren zur Bestimmung der Posteriorverteilung ist dabei identisch zu dem nachfolgend beschriebenen Umgang mit Modellunsicherheiten.

Modellunsicherheiten ergeben sich zum einen aus der idealisierten Abbildung komplexer Vorgänge (hier der Eintrag von Chlorid in Beton) und zum anderen aus der Notwendigkeit, Prognosen für die vorherrschenden Bedingungen (z. B. Streusalzaufkommen) in der Zukunft anstellen zu müssen. Wird eine Zufallsvariable durch Regression über ein Modell errechnet oder ist eine Zufallsvariable (z. B. Transportkoeffizient) selbst als ein Submodell formuliert (z. B. für die Zeitabhängigkeit), dann muss der Weg des Modellabgleichs gegangen werden. Dazu werden Beobachtungen als Randbedingungen („conditional constraint“) direkt eingesetzt. Hierzu macht man sich ebenfalls das Gesetz der bedingten Wahrscheinlichkeit nach Bayes zu nutze, [85]:

$$p(D|U) = \frac{p(D \cap U)}{p(U)} \quad (2-25)$$

$p(D \cap U)$ Wahrscheinlichkeit, dass Depassivierung (D) vorliegt und ein Untersuchungsereignis (U) auftritt
 $p(U)$ Wahrscheinlichkeit, dass ein Untersuchungsereignis (U) auftritt

Das Prinzip nach Gleichung (2-25) kann auf beliebig viele Untersuchungsereignisse unterschiedlichen Typs ausgedehnt werden $U = (U_1 \cap U_2 \cap \dots \cap U_n)$. Bei der praktischen Anwendung dieses Prinzips müssen die Untersuchungsereignisse durch Vergleich der Messung (\hat{z}_i) mit dem Modellwert (z_i) für die Zufallsvariable in der Form von Gleichheitsbedingungen $U = \{\hat{z}_i - z_i = 0\}$ oder Ungleichheitsbedingungen $U = \{\hat{z}_i - z_i < 0\}$ eingearbeitet werden, [90]. Zufallsvariablen für die ein deterministischer Wert errechenbar ist (z. B. Chloridtransportkoeffizient, Chloridbelastung), gehen als **Gleichheitsbedingung** ein. **Ungleichheitsbedingungen** beziehen sich auf Beobachtungen, von denen nur bekannt ist, dass sie kleiner oder größer als ein Limit sind. Als Beispiel mag das Ergebnis eines Korrosionssensors [91, 92] dienen, wonach der Zeitpunkt der Depassivierung in jedem Fall vor dessen Feststellung liegt, eine exakte Angabe aber nicht möglich ist, sofern nicht eine automatisierte Messung in kurzen Zeitintervallen vorgenommen wurde. Da Messungen niemals fehlerfrei sind, müssen diese Unsicherheiten in Abhängigkeit von der Messtechnik und ggf. äußerer Einflüsse grundsätzlich durch Ansatz von Streuungen berücksichtigt werden.

Die separat berechneten Ausdrücke im Zähler und Nenner von Gleichung (2-25) entsprechen solchen, wie sie sich zur Berechnung des Versagens von Parallelsystemen ergeben, Bild 2-14.

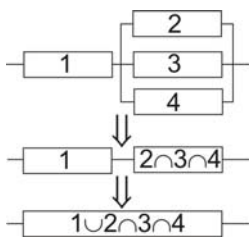


Bild 2-14:
 Beispiel für Systemverhalten. Parallelsysteme entsprechen dem Prinzip des Modellabgleichs nach Bayes gemäß Gleichung (2-25)

In heute existierender Software sind Suchalgorithmen zur Auffindung des maßgebenden Bemessungspunktes u^* für Systemversagen implementiert. Auf diese Weise ist der Fall des Bayes'schen Modellabgleichs automatisch abgedeckt.

2.4 Randbedingungen für die Modellkonzeption

Die Wahl des Modellansatzes hängt maßgeblich vom Einsatzgebiet und den potentiellen Nutzern ab. Als Baustein eines Systems zum Lebenszyklusmanagement müssen theoretische und praktische Rahmenbedingungen beachtet werden, die an dieser Stelle als Basis für die darauf folgende Modellkonzeption abgesteckt werden.

a) Zugänglichkeit von Daten für eine Prognose:

Für eine Prognose zum Zweck einer Dauerhaftigkeitsbemessung bzw. einer Restlebensdauerabschätzung müssen die notwendigen Eingangsdaten mit möglichst einfachen Methoden für die praxisrelevante Bandbreite an Betonzusammensetzungen bestimmbar sein.

→ Die angewandten Untersuchungsverfahren sollten deshalb sowohl im Labor als auch im Rahmen von Bauwerksuntersuchungen eingesetzt werden können.

b) Möglichkeit für Abgleich nach Bayes:

Gemäß der Grundidee des Variablenabgleichs nach Bayes in Bild 1-1, womit Unsicherheiten in der Prognose über das Prinzip der bedingten Wahrscheinlichkeiten (Kapitel 2.3.2) reduziert werden können, ist eine wesentliche Grundanforderung an einen Modellansatz, dass darin enthaltene Variablen im Rahmen von einzelnen Bauwerksinspektionen zu bestimmen und so statistisch auswertbar sind. Dies ist bei Ansatz eines Modells mit einer großen Variablenanzahl nicht gegeben, da für ein Rückrechnen („Fitting“) jeweils eine Vielzahl von Beobachtungen (Chlorid- bzw. Feuchteprofile) zu unterschiedlichen Zeitpunkten notwendig wären.

→ Es ist folglich sinnvoll, verschiedene Effekte bzw. Mechanismen in einer Variablen zu vereinen, die in dieser Form auch durch eine einzige Bauwerksinspektion zu bestimmen ist.

c) Integration in die Grenzzustandsgleichung:

Mit den heute auf dem Markt erhältlichen Programmen für Zuverlässigkeitsbetrachtungen können grundsätzlich auch komplexe Differentialgleichungen in eine Grenzzustandsgleichung zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit eingeführt werden. Dies erfordert einen zusätzlichen Programmieraufwand im Vergleich zur Eingabe einer geschlossenen Grenzzustandsgleichung. Dieser ist von den potentiellen Anwendern eines Systems zum Lebenszyklusmanagement, d. h. vornehmlich regionale und kommunale Verwaltungen bzw. für diese tätige, beratende Ingenieure in der Regel kaum zu erbringen.

Weiterhin muss berücksichtigt werden, dass sich erhebliche Fehler bei der Berechnung der Wahrscheinlichkeit von Bewehrungsdepassivierung über die in Kapitel 2.3 beschriebenen Approximationsverfahren ergeben können, wenn geschachtelte Differentialgleichungen in eine Grenzzustandsgleichung implementiert werden. Denn zu den Fehlern aus den Approximationsverfahren summieren sich noch die potenzierten Fehler der numerischen Integration der mehrfach geschachtelten Integrale, die sich aus den Differentialgleichungen für den Stofftransport (getrennt nach Wasser und Chlorid) ergeben. Dies lässt sich auch nicht durch eine Monte Carlo Simulation umgehen. Denn neben dem durchaus noch akzeptablen, größeren Zeitaufwand bei der Berechnung, können durch Monte Carlo Simula-

tionen vor allem keine Wichtungsfaktoren α_i , siehe Kapitel 2.3, als Maß für die Bedeutung einer Zufallsvariable im betrachteten Modell bestimmt werden. Diese werden z. B. für die Ableitung von Teilsicherheitsbeiwerten benötigt, wie dies im Rahmen der Lastbemessung in Normenwerken heute üblich ist, [84, 86].

Das Bestreben durch einen Modellansatz in Form von Differentialgleichungen, die tatsächlichen Vorgänge realistischer abzubilden, wird folglich durch die sich daraus ergebenden Fehler bei der Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit teilweise wieder kompensiert. Eine Umsetzung des Modells in Normenwerke wäre bei Anwendung von getrennten Differentialgleichungen für den Wasser- und Chloridtransport ebenfalls stark eingeschränkt.

→ Gesucht ist folglich ein „Ingenieurmodell“ in Form einer geschlossenen Gleichung auf Basis einer analytischen Lösung, womit Chloridprofile in einer Straßenumgebung zutreffend beschrieben und in guter Näherung prognostiziert werden können.

2.5 Modellkonzeption

2.5.1 Vorüberlegungen zum Grundmodell

Für die Konzeption eines Modells auf Basis des Stand des Wissens existierender Modelle nach Kapitel 2.2 ist es zunächst hilfreich, Zeitreihen von Chloridprofilen zu betrachten. Lindvall [93] lagerte entlang einer schwedischen Autobahn Betonwürfel unterschiedlicher Zusammensetzung aus und bestimmte an diesen regelmäßig während eines Jahres Chloridprofile, Bild 2-15. Die Integration der Chloridprofile über die Tiefe ergibt, dass der Gesamtchloridgehalt in den Monaten ohne Chloridbelastung abnimmt, d. h. dass Chloride oberflächennah ausgelaugt werden. Es zeigt sich aber vor allem, dass der zur Oberfläche hin gerichtete Auslaugungsprozess nicht durch ein Konzentrationsgefälle, also durch Diffusion, sondern primär konvektiv stattfindet.

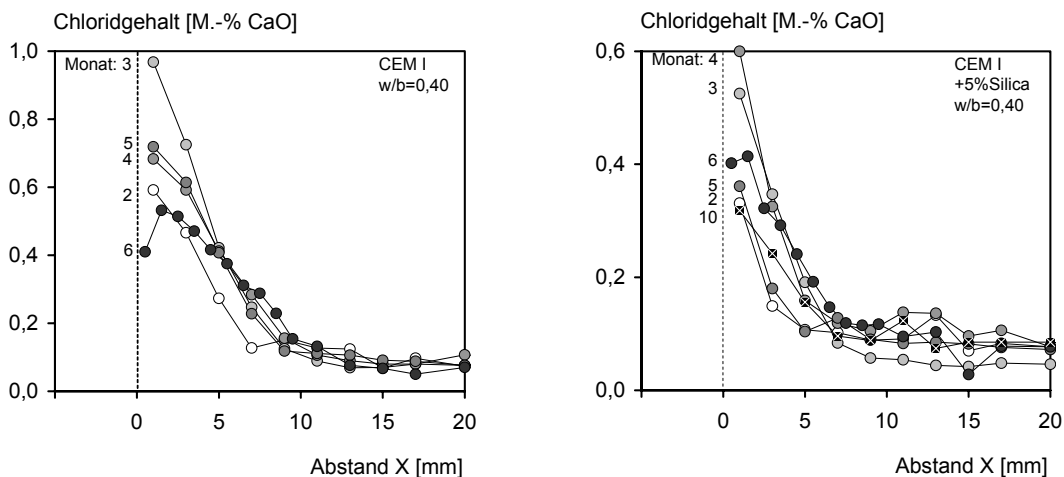


Bild 2-15: Chloridprofile gewonnen an Betonwürfeln nach Auslagerung während eines Jahres entlang einer schwedischen Autobahn (Beginn 11/97, erste Messung 2/98), Expositionsalter $t = 1$ Monat, Daten von Lindvall [93]

Der Schluss liegt nahe, dass auch der Chlorideintrag weitgehend durch „Huckepack“-Transport stattfindet, wie bereits von Schießl [72] und Volkwein [63] vermutet. Eine Differenzierung von Diffusion und Konvektion ist bei sehr dichtem Beton nach kurzen Expositionszeiten über die Form von Chloridprofilen offensichtlich nicht möglich.

Hilsdorf & Kottas [94] tauschten Teile der Mittelkappen zweier Brücken gegen Betonplatten aus und entnahmen diesen in regelmäßigen Zeitabschnitten im Zeitraum von vier Jahren Teilproben zur Bestimmung von Feuchte- und Chloridprofilen. Weiterhin wurde automatisch die Anzahl der Streuvorgänge und Klimadaten sowie in monatlichen Abständen der Salzgehalt in einer Auffangvorrichtung für Straßenwässer bestimmt. Aus Bild 2-16 geht hervor, dass in Zeiten der Chloridbelastung in Oberflächennähe höhere Chloridkonzentrationen zu verzeichnen sind und Auslaugungen bzw. Weiterverteilung in kurzer Zeit wieder für geringere Werte, als weiter im Betoninneren für den Rest des Jahres verursachen. Für beide Brücken konnte festgestellt werden, dass die Extrema der Chloridkonzentration mit denen der Chloridbelastung weitgehend koinzidieren.

Besonders bemerkenswert ist die Tatsache, dass solche Extrema auch in großen Tiefen festzustellen sind, d. h. dass die Chloridkonzentration dort nahezu ohne zeitliche Verzögerung mit der Chloridbelastung zu bzw. abnimmt. Ein Diffusionsansatz kann diese Koinzidenz nicht erklären. Einerseits sind bei der Interpretation von solchen Zeitreihen immer Unterschiede in der Struktur und Belastung der einzelnen Proben zu bedenken. Die Änderungen der Chloridkonzentration folgt aber affin der zeitlichen Änderung der Belastung und durch die Stichprobengröße sind singuläre Effekte auszuschließen.

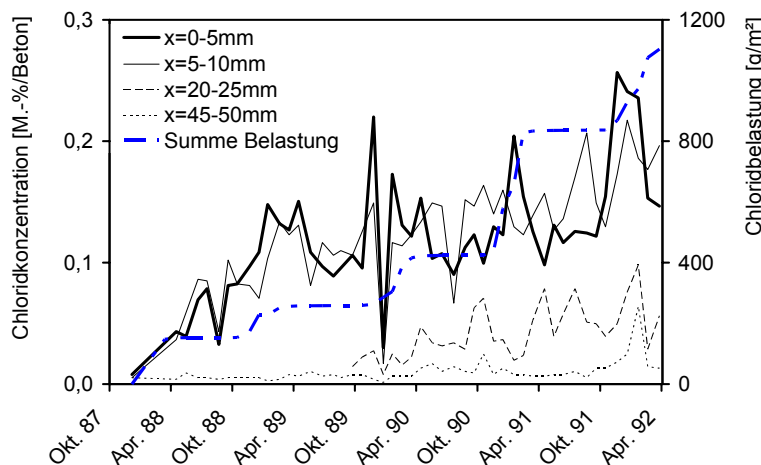


Bild 2-16:
Summenkurve der äußeren Chloridbelastung durch tausalzhaltige Wässer und resultierende Chloridkonzentration von Brückenkappenoberseiten über die Zeit, Beton: $w/z = 0,49$; 305 kg/m^3 CEM I 32,5R, Daten aus [94]

Hier wird davon ausgegangen, dass der Huckepack-Transport nicht nur in Oberflächennähe sondern insbesondere bis in große Tiefenbereiche der maßgebende Transportprozess ist.

In der Fachliteratur basieren die Modellansätze größtenteils auf der Vorstellung eines diffusionskontrollierten Transportvorgangs. Es finden sich nur vereinzelte Modellansätze zum Huckepack-Transport von Chlorid, die aber alle den Weg der numerischen Lösung von Differentialgleichungen beschreiten. Da hier eine analytische Lösung dieser Differentialgleichungen gesucht ist, werden die in der Geohydrologie angewendeten Modelle zunächst als Startpunkt gewählt.

Ein Modell, das sowohl für den Zweck der Dauerhaftigkeitsbemessung als auch zur Lebenszyklusanalyse existierender Bauwerke dienen soll, muss jede Form von Chloridprofilen abdecken. Das bedeutet, dass alle Stufen zwischen einer reinen Konvektionskontrolle, als auch einer Diffusionskontrolle mit einer einzigen stetigen Funktion zu beschreiben sind. Das ist nur mit Gleichung (2-16) möglich, da das vereinfachte Modell nach Gleichung (2-17) nur bei großer Geschwindigkeit des Porenwassers v im Verhältnis zur Dispersion bzw. Diffusion benutzt werden kann.

2.5.2 Zeitabhängigkeit der Konvektionsgeschwindigkeit

In Gleichung (2-16) wird zunächst von einer zeitlich konstanten Porenwassergeschwindigkeit v ausgegangen. In Beton wird aber eine zeitlich abnehmende Sauggeschwindigkeit festgestellt. Hierfür sind zwei Arten von Ursachen zu unterscheiden:

- ❑ Während einer einzelnen Saugphase führen die Gesetzmäßigkeiten in einer Kapillare, siehe Gleichung (2-13), und die Selbstabdichtung, siehe Kapitel 2.2.5, zu einer stetigen Abnahme der Sauggeschwindigkeit des Wassers und damit der Konvektionsgeschwindigkeit v des Chlorids.
- ❑ Wesentlich bedeutsamer ist die Tatsache, dass Beton in einer Straßenatmosphäre auch zeitweilig austrocknet, so dass ein nach außen gerichteter Transport stattfindet. Dieser Aspekt muss in Analogie zum Carbonatisierungsmodell in [95] betrachtet werden. Der konvektive Chlorideintrag in der Straßenatmosphäre sollte deshalb keinesfalls als ein stetiger Vorgang, sondern vielmehr als ein stochastischer Prozess betrachten werden, Bild 2-17. Auf Grund von Trockenphasen reduziert sich folglich die effektiv wirksame Saugzeit, wobei mit zunehmender Expositionszeit überproportional längere Saugzeiten notwendig werden, damit die aus früheren Belastungen vorliegende Eindringfront wieder erreicht und weiter verschoben wird.

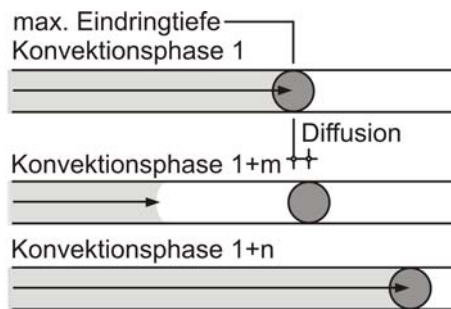


Bild 2-17: Stochastischer Prozess des konvektiven Chlorideintrags, analog zu einer Vorrichtung zur Messung von Wasserstandsmaxima

Die stetige Abnahme der Konvektionsgeschwindigkeit v während Saugphasen und die Abnahme der effektiv wirksamen Saugzeit durch den prozesshaften Charakter des kapillaren Saugens können vereinfachend durch Einführung eines Altersfaktors abgebildet werden.

Dabei wird der prozesshafte Charakter des konvektiven Eintrags über eine stetige Potenzfunktion zeitlich „verschmiert“. Dies ist eine mathematisch korrekte Modifikation der analytischen Lösung für Konvektion mit Dispersion, solange der eingeführte Zusammenhang einen zeitlichen Mittelwert darstellt, wie in [38] für die Diffusion demonstriert, siehe auch Kapitel 2.2.3. Geht man nun davon aus, dass die in kurzer Zeit, also quasi zeitnah messbare, Konvektionsgeschwindigkeit einem Potenzgesetz der folgenden Form gehorcht:

$$v(\tau) = v_0 \cdot \left(\frac{t_0}{\tau}\right)^{n_v} \tag{2-26}$$

$v_0(\tau)$	Im Alter τ aktuell messbare Konvektionsgeschwindigkeit	[m/s]
τ	Alter des Betons	[s]
v_0	Konvektionsgeschwindigkeit zum Referenzalter t_0	[m/s]
t_0	Referenzalter	[s]
n_v	Altersexponent für die Konvektionsgeschwindigkeit	[-]

dann ergibt sich für den zeitlichen Mittelwert, siehe auch [96]:

$$v(t) = \frac{1}{(t - t_0)} \int_{t_0}^t v(\tau) d\tau = \frac{v_0}{(t - t_0) \cdot (1 - n_v)} \cdot \left[\left(\frac{t_0}{t}\right)^{n_v} \cdot t - t_0 \right] \tag{2-27}$$

$v(t)$	Mittlere Konvektionsgeschwindigkeit während der Expositionszeit t	[m ² /s]
t	Expositionszeit	[s]

2.5.3 Zeitabhängigkeit des Diffusionskoeffizienten

Da der Anteil der mechanischen Dispersion am Dispersionskoeffizient D_L nach Gleichung (2-15) von der Konvektionsgeschwindigkeit v abhängt und diese mit der Zeit abnimmt, gewinnt der Beitrag des scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} immer weiter an Bedeutung. Dieser Beitrag zum Chloridtransport nimmt selbst auf Grund der Hydratation des Betons und ggf. infolge ionogener Interaktion, siehe Kapitel 2.2.4, mit der Zeit ab.

Im Gegensatz zur Konvektionsgeschwindigkeit muss davon ausgegangen werden, dass infolge Hydratation eine Abnahme des scheinbaren Diffusionskoeffizienten vom Wert $D_{app,0}$ zum Referenzalter nur auf einen endlichen Wert $D_{app,\infty}$ entsprechend des sich nach Hydratationsende ausgebildeten Porengefüges stattfindet.

Auch infolge ionogener Interaktionen ist zunächst von einer zeitlichen Änderung des scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} auf einen endlichen Wert auszugehen, siehe Kapitel 2.2.4: Denn die Aktivität der Chloride als treibende Kraft für den Diffusionsvorgang nimmt zwar mit steigender Chloridkonzentration der Porenlösung ab. Die Konzentration der Porenlösung ist ihrerseits aber auf einen endlichen Wert entsprechend der äußeren Chloridbelastung limitiert. Die Reduktion der Driftgeschwindigkeit von Chlorid durch assoziierte Kationenwolken ist beschränkt, da die Bewegung des Chlorids ja gerade die Ursache für ein kurzzeitiges Absteifen der Kationenwolke ist. Der Relaxationseffekt tritt also nur bei einer Driftgeschwindigkeit größer Null auf. Schließlich wird aus Kapitel 2.2.4 deutlich, dass die Abstoßung an Porenwänden nur für sehr kleine Poren maßgebend wird. Da mit der Konzentration die Abstoßung abnimmt, sollte der Diffusionskoeffizient steigen. Das wäre aber für sich genommen allenfalls bei Betonen mit sehr feiner Porenstruktur zu erwarten. Insgesamt kann die Abstoßung aber eben nur auf Null absinken, bzw. der Diffusionskoeffizient auf das Maß in einer unendlich verdünnten Lösung ansteigen. Das gleiche gilt für den Fall, dass die Bindungskapazität mit der Zeit weitgehend abgesättigt wird.

Wenn der in kurzer Zeit also quasi zeitnah messbare, scheinbare Diffusionskoeffizient $D_{app}(\tau)$ einem Potenzgesetz der folgenden Form gehorcht:

$$D_{app}(\tau) = (D_{app,0} - D_{app,\infty}) \cdot \left(\frac{t_0}{\tau}\right)^{n_D} + D_{app,\infty} \quad (2-28)$$

$D_{app}(\tau)$	Im Alter τ aktuell messbarer scheinbarer Diffusionskoeffizient	$[m^2/s]$
τ	Alter des Betons	$[s]$
$D_{app,0}$	Scheinbarer Diffusionskoeffizient zum Referenzalter t_0	$[m^2/s]$
$D_{app,\infty}$	Scheinbarer Diffusionskoeffizient nach Hydratationsende	$[m^2/s]$
t_0	Referenzalter	$[s]$
n_D	Altersexponent für die Konvektionsgeschwindigkeit	$[-]$

dann folgt für den zeitlichen Mittelwert des scheinbaren Diffusionskoeffizienten $D_{app}(t)$ durch Integration über die Expositionszeit t :

$$D_{app}(t) = \frac{1}{(t - t_0)} \int_{t_0}^t D_{app}(\tau) d\tau = \frac{(D_{app,0} - D_{app,\infty})}{(t - t_0) \cdot (1 - n_D)} \cdot \left[\left(\frac{t_0}{t}\right)^{n_D} \cdot t - t_0 \right] + D_{app,\infty} \quad (2-29)$$

t	Expositionszeit t	$[s]$
t_0	Referenzalter	$[s]$
n_D	Altersexponent für den scheinbaren Diffusionskoeffizienten	$[-]$

2.5.4 Formulierung des Gesamtmodells

Durch die Erweiterung des in Kapitel 2.5.1 gewählten Grundmodells um die Zeitabhängigkeit der Konvektionsgeschwindigkeit v von Chlorid nach Kapitel 2.5.2 und die Zeitabhängigkeit des scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} nach Kapitel 2.5.3 sowie Bezug der Chloridkonzentration auf die Betonmasse (Bindung, d. h. Verzögerung der Chlorid- gegenüber der Wasserverteilung ist in v und D_{app} enthalten) kann das folgende Gesamtmodell als Arbeitshypothese formuliert werden:

Grundmodell für die Gesamtchloridkonzentration im Beton infolge Konvektion mit Dispersion zur Zeit t und im Abstand x von der Betonoberfläche:

$$c(x,t) = \frac{(c_s - c_i)}{2} \cdot \left[\left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x - \mu_x}{\sqrt{2} \cdot \sigma_x} \right) \right) + \exp \left(\frac{v(t) \cdot x}{D_L(t)} \right) \cdot \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x + \mu_x}{\sqrt{2} \cdot \sigma_x} \right) \right) \right] + c_i \quad (2-30)$$

Mittlere Tiefe der Konvektionsfront:

$$\mu_x = v(t) \cdot t \quad (2-31)$$

Zeitabhängige Konvektionsgeschwindigkeit:

$$v(t) = \frac{v_0}{(t - t_0) \cdot (1 - n_v)} \cdot \left[\left(\frac{t_0}{t} \right)^{n_v} \cdot t - t_0 \right] \quad (2-32)$$

Standardabweichung der Chloridkonzentration im Bereich der Eindringtiefe:

$$\sigma_x = \sqrt{2 \cdot D_L(t) \cdot t} \quad (2-33)$$

Zeitabhängiger, longitudinaler, hydrodynamischer Dispersionskoeffizient:

$$D_L(t) = D_{app}(t) + \Delta l \cdot v(t) \quad (2-34)$$

Zeitabhängiger, scheinbarer Diffusionskoeffizient:

$$D_{app}(t) = \frac{(D_{app,0} - D_{app,\infty})}{(t - t_0) \cdot (1 - n_D)} \cdot \left[\left(\frac{t_0}{t} \right)^{n_D} \cdot t - t_0 \right] + D_{app,\infty} \quad (2-35)$$

c	Gesamtchloridkonzentration im Beton	[M.-% B]
x	Koordinate in Fließrichtung (Abstand zur Betonoberfläche)	[m]
t	Alter	[s]
c_s	Gleichgewichtskonzentration des Betons an der Oberfläche	[M.-% B]
c_i	Grundchloridgehalt des Betons	[M.-% B]
$\operatorname{erf}(\cdot)$	Gaußsche Fehlerfunktion, siehe Gleichung (2-9)	
μ_x	Mittlere Konvektionstiefe	[m]
$v(t)$	Mittlere, zeitabhängige Konvektionsgeschwindigkeit	[m/s]
v_0	Mittlere Konvektionsgeschwindigkeit zum Referenzalter t_0	[m/s]
t_0	Referenzalter	[s]
n_v	Altersexponent für die mittlere Konvektionsgeschwindigkeit	[-]
σ_x	Standardabweichung der Chlorideindringtiefe	[m]
$D_L(t)$	Zeitabhängiger, longitudinaler, hydrodynamischer Dispersionskoeffizient	[m ² /s]
$D_{app}(t)$	Zeitabhängiger, scheinbarer Diffusionskoeffizient	[m ² /s]
Δl	Dispersivität	[m]
$D_{app,0}$	Scheinbarer Diffusionskoeffizient zum Referenzalter t_0	[m ² /s]
$D_{app,\infty}$	Scheinbarer Diffusionskoeffizient nach Hydratationsende	[m ² /s]
n_D	Altersexponent für den scheinbaren Diffusionskoeffizienten	[-]

Für den praktischen Umgang mit dem Grundmodell sind noch folgende Anmerkungen von Relevanz:

Im zweiten Summanden von Gleichung (2-30) ergibt sich das Problem der Multiplikation von sehr großen Zahlen durch den stetigen Faktor $\exp(\cdot)$ mit sehr kleinen Zahlen der stetigen Funktion $(1 - \operatorname{erf}(\cdot))$. Dies ist insofern von praktischer Relevanz, als die Gaußsche Fehlerfunktion gemäß Gleichung (2-9) durch ein Taylorpolynom approximiert wird. Bei zu geringer Anzahl von Approximationsgliedern, können je nach Verhältnis von $v(t)$, x und $D_L(t)$ Unstetigkeiten im Funktionsverlauf über den betrachteten Tiefenbereich entstehen. Hier wurde in der Regel mit 60 Approximationsgliedern gearbeitet, wodurch solche Unstetigkeiten für die praxisrelevanten Eindringtiefen vermieden werden.

3 Genutzter Datenbestand zur Kalibrierung der Modellvariablen

3.1 Genutzter Datenbestand zum scheinbaren Diffusionskoeffizienten

Grundsätzlich liegen in der Fachliteratur zahlreiche Ergebnisse zum Diffusionskoeffizienten von Beton vor, wobei zwischen den einzelnen Untersuchungsverfahren zu unterscheiden ist. Der scheinbare Diffusionskoeffizient D_{app} ist der von der Konvektionsgeschwindigkeit v unabhängige Teil des Dispersionskoeffizienten, siehe Kapitel 2.2.5, und kann durch Einlagerung wassergesättigter Betonproben in eine Chloridlösung bestimmt werden. Im Anschluss an die Einlagerung wird an den Proben Bohrmehl in unterschiedlichen Tiefenlagen zum Zweck der Chloridprofilsbestimmung gewonnen. Durch Anpassung der einfachen Fehlerfunktionslösung (2-8) an die sich einstellenden Chloridprofile wird dann der scheinbare Diffusionskoeffizient D_{app} durch Regression errechnet. Nachteile dieser Methode sind die verhältnismäßig lange Versuchszeit und die Analysekosten für die Chloridgehaltsbestimmung. Die lange Versuchszeit führt mit sich, dass die zeitliche Entwicklung des Diffusionskoeffizienten während der Hydratation nur unzureichend erfasst werden kann.

Dies führte zur Entwicklung elektrisch beschleunigter Prüfverfahren, sog. Migrationsversuche. Es war Tang [22], der den hier verwendeten Migrationsversuch in seiner heute bekannten Form im Wesentlichen entwickelte, der häufig als CTH (Chalmers Tekniska Högskola) Test bezeichnet wird. Den Arbeiten entsprechend, in welchen der Migrationsversuch erstmalig in ein probabilistisches Konzept eingebettet wurde, [28, 30], erfolgt die Bezeichnung hier im Weiteren als RCM (Rapid Chloride Migration) Versuch.

Der effektive Diffusionskoeffizient D_{eff} , der in stationären Diffusionszellenversuchen ermittelt wird, siehe Kapitel 2.2.3, wird hier nur dann betrachtet wenn keine direkten Ergebnisse zu D_{app} bzw. D_{RCM} vorliegen und der nicht in D_{eff} enthaltene Einfluss der nicht-linearen Chloridbindung vernachlässigbar erscheint.

Prinzipiell verkleinert sich der scheinbare Diffusionskoeffizient D_{app} , wenn die Tortuosität T des Porengefüges als auch die Chloridbindekazität steigen, siehe Gleichung (2-6) und (2-7). Anders als der effektive Diffusionskoeffizient D_{eff} ist der scheinbare Diffusionskoeffizient D_{app} aber unabhängig von der Porosität ϵ . Auf diesen Aspekt geht Kapitel 6.3.1 im Rahmen der Quantifizierung noch näher ein. Aus Gehlens [30] Migrationsuntersuchungen an Betonproben, die bis zur Prüfung im Alter von 28 Tagen unter Wasser gelagert waren, geht der erhebliche Einfluss der **Bindemittelart** und die exponentielle Abhängigkeit vom **w/b-Wert** hervor, wobei die Sensitivität hinsichtlich der Änderung des w/b-Wertes mit abnehmendem Absolutwert sinkt, Bild 3-1.

Diffusionszellenversuche von Hansson und Sørensen [97] an Betonen mit CEM I HS im Alter von 28 Tagen zeigten keinen klaren Trend in Bezug auf die **Mahlfeinheit (Nennfestigkeit) des Zements**. Wiens [57] stellte allerdings eine erhebliche Abminderung des Chloridmigrationskoeffizienten D_{RCM} mit steigender Mahlfeinheit, d. h. mittlerem Partikeldurchmesser, von Flugaschen fest.

Mit steigendem **Alter** des Betons, findet durch die Hydratation grundsätzlich eine bindemittelabhängige Verminderung der Porosität und eine Verfeinerung des Porengefüges statt. Dies führt zur Abnahme des scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} . Tang [22, 98] untersuchte den Chloridmigrationskoeffizienten D_{RCM} von unter Wasser gelagertem Beton, hergestellt mit CEM I und variablem Gehalt an Silikastaub, Bild 3-2. Während des ersten halben Jahres war eine Abnahme von D_{RCM} entspre-

chend der Potenzfunktion in Gleichung (2-33) auf einen sich danach konstant einstellenden Wert festzustellen.

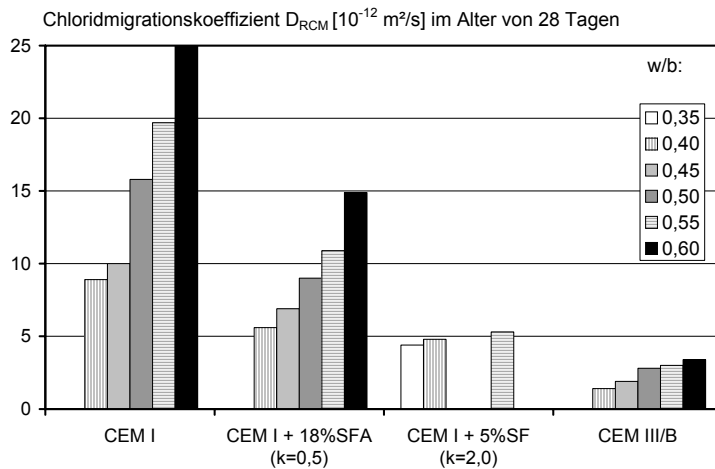


Bild 3-1: Chloridmigrationsversuch von Beton nach 28 Tagen Lagerung in Wasser. Die Anteile an Betonzusatzstoffen wurden von Gehlen mit einem für die Festigkeitsentwicklung üblichen Wirksamkeitsfaktor k angesetzt, Daten aus [30]

Wiens [57] konnte eine erhebliche Verringerung von D_{RCM} mit steigendem Flugaschegehalt feststellen, wobei ab einem Alter von rd. einem Jahr jenseits eines Gehaltes von 40 % kaum noch Unterschiede vorlagen, Bild 3-3.

Weiterhin zeigte sich, dass bei Verwendung von Hüttensandzement die puzzolane Reaktion der Flugasche langsamer als bei Verwendung von Portlandzement in Gang kommt. Dies ist auf die geringere alkalische Anregung und auf die frühe Dichtigkeit (Erschwerung der Austauschvorgänge zwischen den relevanten Reaktionspartnern) zurückzuführen.

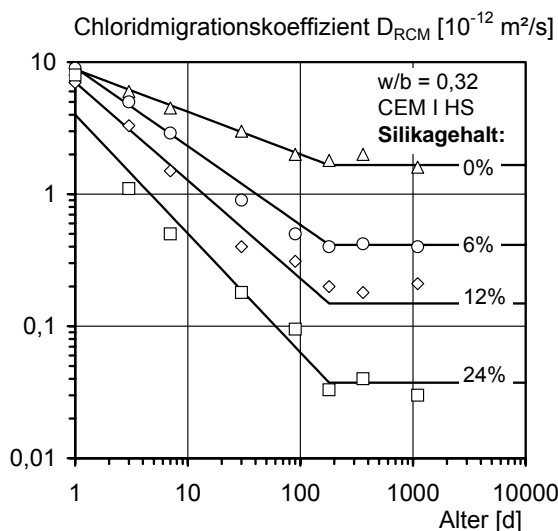


Bild 3-2: Chloridmigrationskoeffizient D_{RCM} von Beton (CEM I HS, w/b = 0,32) mit variablem Gehalt an Silikastaub zu unterschiedlichem Alter, Daten aus [22, 98]

Entscheidend ist, dass die Hydratation von flugaschehaltigen Betonen (zumindest bei optimaler Nachbehandlung durch Lagerung in Wasser) deutlich länger zur Abnahme von D_{RCM} über die Zeit beiträgt, als dies bei Betonen der Fall ist, die mit CEM I bzw. mit Zusatz von Silikastaub hergestellt werden.

Eine ähnlich lang andauernde Abnahme von D_{RCM} ist für Betone mit Hüttensandzementen zu erwarten, wie aus Untersuchungen von Breit [99] zum Elektrolytwiderstand (der gut mit D_{RCM} korreliert) hervorgeht.

Systematische Untersuchungen zu D_{RCM} an Zementen mit Hüttensand oder auch Füllern wie Kalksteinmehl wie sie heute gemäß DIN 1045-2 [100] für eine Belastung durch Tausalze zugelassen sind, liegen insbesondere für ein Betonalter von mehr als 2 bis 3 Jahren nicht vor. Ein Vergleich des Chloridmigrationskoeffizienten D_{RCM} für ständig unter Wasser gelagerten bzw. unter Bauwerksbedingungen erhärteten Betonen findet sich ebenso wenig in der Literatur.

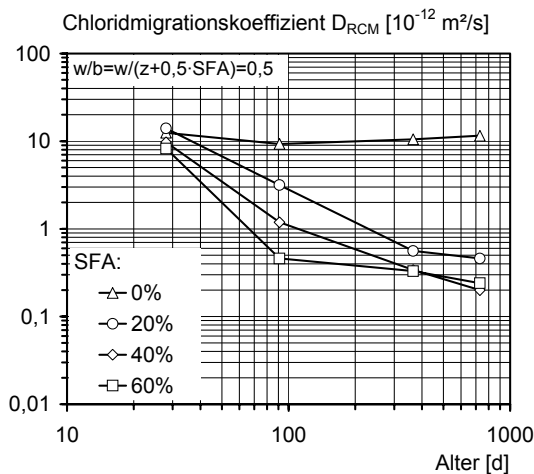


Bild 3-3:
Chloridmigrationskoeffizient D_{RCM} von Beton (CEM I, $w/b = w/(z+0,5 \cdot \text{SFA})$) mit variablem Gehalt an Steinkohlenflugasche (SFA) zu unterschiedlichem Alter, Daten aus [57]

Wird der **Zementgehalt** bei konstantem w/z -Wert (also das Zementsteinvolumen) geändert, ergeben sich daraus in Bezug auf den Chloridmigrationskoeffizienten D_{RCM} theoretisch sowohl steigernde (\uparrow) als auch abmindernde (\downarrow) Effekte.

Allgemein wird die Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementsteinmatrix als poröser gegenüber der vom Zuschlag weiter entfernten Zementsteinmatrix betrachtet, wobei deren Mikrostruktur noch nicht zur Gänze geklärt ist, [101]. Eine Steigerung des Zementsteinvolumens reduziert den Zuschlaggehalt und damit das Volumen der Kontaktzone (\downarrow). Gleichzeitig wird aber auch die Tortuosität T der Porenstruktur reduziert (\uparrow) und das Gesamtvolumen an durchlässiger Zementsteinmatrix erhöht (\uparrow). Buenfeld & Okundi [102] bestimmten den scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} durch Auswertung von Chloridprofilen aus Einlagerungsversuchen und fanden bei konstantem w/z -Wert eine Zunahme von D_{app} um rd. 100 % bei Steigerung des Zementgehaltes von 300 auf 450 kg Zement/ m^3 Beton.

Care [103] untersuchte Mörtel mit Sanden unterschiedlicher Feinheit (fein, mittel, grob) mit entsprechenden max. Größtkorndurchmessern von 1, 2 und 4 mm. Mit zunehmender Feinheit der **Sieblinie** des Sandes wurde bei konstantem Sandvolumen eine Verdopplung des in Diffusionszellenversuchen bestimmten effektiven Diffusionskoeffizienten D_{eff} von der groben zur feinen Sieblinie festgestellt, was auf die damit einhergehende Erhöhung des Kontaktzonenvolumens zurückgeführt wurde.

Künstliche Luftporen erhöhen den Widerstand von Beton gegenüber einer Frost-Tausalz-Bearbeitung. Systematische Ergebnisse zum Einfluss auf den scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} sind nicht bekannt. Das gleiche gilt für den Einfluss von Betonzusatzmitteln wie **Betonverflüssiger oder Fließmittel**.

Die Zunahme von D_{app} mit der **Umgebungstemperatur T** hat Gehlen [30] auf der Basis von Ergebnissen von Page et al. [104] zum effektiven Diffusionskoeffizienten D_{eff} von Zementsteinproben (CEM I, $w/z = 0,4$ bis $0,6$) über einen Arrhenius-Ansatz statistisch quantifiziert. Der Einfluss ist aber im praxisrelevanten Temperaturbereich vergleichsweise gering und wird hier für die Prognose nicht berücksichtigt.

Systematische Untersuchungen zum Einfluss der Umgebungsfeuchte und damit des **Wassersättigungsgrades** sind von Climent et al. [144] bekannt und werden an späterer Stelle aufgegriffen.

Der Datenbestand zum scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} lässt sich insgesamt entsprechend Tabelle 3-1 hinsichtlich des daraus erzielbaren Nutzens zusammenfassend charakterisieren.

Tabelle 3-1: Zusammenstellung zum genutzten Datenbestand für den scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} entsprechend der jeweils betrachteten Einflüsse, der Kombination von Chloridprofilen unterschiedlicher Quellen und der damit durch Kombination erzielbare Nutzen für eine Quantifizierung

Quelle	Einfluss	Nutzen
22, 30, 57, 98	Beton: Bindemittel (CEM I, +FA, +SF, CEM III/B)	Diskrete relative Änderungen
102	Zementgehalt (300-450 kg/m ³)	Stetige Funktion
103	Größtkorn (nur Mörtel)	Diskrete relative Änderungen
30	w/b: 0,4-0,6 für CEM I, FA, SF, CEM III/B	Stetige Funktion
22, 57	Alter (1d bis 3a) für CEM I, CEM I + SF	Stetige Funktion
	Alter (28d bis 2a) für CEM I + FA	
144	Umgebungsfeuchte (Wassersättigungsgrad des Beton)	Stetige Funktion
30	Umgebungstemperatur	Stetige Funktion + Streuung

3.2 Genutzter Datenbestand an Chloridprofilen und bisherige Auswertungsmethodik

3.2.1 Das Chloridprofil als Antwort des Betons auf die Chloridbelastung

Hinsichtlich der Exposition von Betonbauwerken wird gemeinhin zwischen dem Bereich mit Beaufschlagung durch chloridhaltiges *Spritzwasser* (wechselnd nass und trocken, XD3, z. B. Flächen von Stützen und Widerlagerwänden in geringem Abstand zur Straße) und *Sprühnebel* (mäßige Feuchte, XD1, z. B. Flächen von Stützen und Widerlagerwänden in großem Abstand zur Straße) unterschieden, siehe EN 206-1 [105]. Wesche & Neroth [113] unterschieden zusätzlich noch den *Fließwasserbereich* (z. B. Fahrbahnen und Brückenkappen), auf dem Tausalzlösung abfließt und ggf. längere Zeit verweilt. Eine klare Quantifizierung zur Abgrenzung dieser Expositionszonen und der sich daraus ergebenden Einwirkungen existiert bislang nicht. Von der Menge an lokal gestreutem Salz ist wegen der Streusalzverluste und der zahlreichen Einflüsse auf den Transport in Form von Spritzwasser und Sprühnebel nicht ohne Weiteres auf die Menge an Chlorid zu schließen, die eine Betonoberfläche erreichen könnte. Direkte Messungen der Chloridbelastung und sich einstellende Chloridprofile als Antwort des Betons auf diese Chloridbelastung bieten hier Aufschluss. Aus Chloridprofilen können sowohl die Oberflächenkonzentration c_s als auch die Transportvariablen berechnet werden, um auf diese Weise das hier aufgestellte Modell zu kalibrieren. Die Bestimmung von Chloridprofilen mit ausreichender Tiefenabstufung für eine solche Modellanpassung ist kostenintensiv. In den vergangenen Jahren fanden aber zum Teil äußerst umfangreiche Forschungsvorhaben statt, in deren Verlauf Chloridprofile an bestehenden Bauwerken oder ausgelagerten Probenkörpern bestimmt wurden.

Hier wird die Philosophie verfolgt, bereits existierende Chloridprofile aus Auslagerungsversuchen bzw. von Straßenbauwerken aus anderen Forschungsarbeiten zur Kalibrierung des Modells auszunutzen und gezielt durch eigene Untersuchungen zu ergänzen. Aus diesem Grund werden die hier herangezogenen wichtigsten Arbeiten anderer Forscher kurz vorgestellt und die darin benutzte Methodik der Auswertung von Chloridprofilen sowie die getroffenen Schlussfolgerungen zur Abgrenzung gegen die hier vorgenommenen Analysen dargelegt. In diesem Sinne muss zunächst auf die in dieser Arbeit verwendete Technik zur Auswertung von Chloridprofilen und mögliche Fehlerquellen eingegangen werden, Kapitel 3.2.2 und 3.2.3.

3.2.2 Auswertung von Chloridprofilen gemäß des Modellansatzes

3.2.2.1 Mathematisches Prinzip

Vernachlässigt man zunächst den Aspekt der Zeitabhängigkeit der Transportvariablen, dann sind in dem aufgestellten Modell nach Gleichung (2-30) bis (2-33) vier Grundvariablen enthalten: die Oberflä-

chenkonzentration c_s , der Grundchloridgehalt c_i , die mittlere Konvektionsgeschwindigkeit v und der Dispersionskoeffizient D_L . Die geometrische Bedeutung dieser vier Grundvariablen wurde bereits in Bild 2-9 aufgezeigt. Der Verlauf eines Chloridprofils ist bei bekannter Expositionszeit t , dann durch eine einzige Wertekombination (c_s , c_i , v , D_L) optimal zu beschreiben. Jede andere Wertekombination führt zwangsläufig zu größeren Abweichungen von dem gemessenen Chloridprofil. Die iterative Findung der optimalen Wertekombination erfolgt durch Minimierung der Fehlerquadratsumme zwischen berechneter und gemessener Konzentration mit Hilfe eines Optimierungsprogramms (z. B. MS-Excel Solver Option).

Aus rein mathematischer Sicht wird daraus deutlich, dass Chloridprofile über die gesamte Eindringtiefe mindestens vier gleichmäßig verteilte Chloridgehalte aufweisen müssen, damit sich daraus die vier unbekannt Transportvariablen errechnen lassen. Je mehr Stützstellen ein Chloridprofil enthält, desto repräsentativer wird die sich daraus errechnende Wertekombination für das „wahre“ mittlere Chloridprofil, angesichts der Inhomogenität des Betons und des begrenzten Bohrlochdurchmesser bei der Probengewinnung, sowie Fehler bei der chemischen Analyse des Betonbohrmehls.

3.2.2.2 Physikalische Verknüpfungen und Anwendungsgrenzen

Das aufgestellte Modell beschreibt zunächst nur den einwärts gerichteten Transport von Chlorid infolge Konvektion mit Dispersion für eine zeitlich konstante Chloridbelastung. Grundsätzlich sind drei Effekte zu diskutieren, siehe auch Bild 2-1, die auf den ersten Blick durch das Modell nicht abgedeckt sind bzw. für welche sich die Frage nach der richtigen Auswertungsmethode mit dem gewählten Modellansatz stellt. Dies sind:

- Carbonatisierung der Betonrandschicht
- Abwaschen von Chlorid an der Oberfläche
- Verschleppung durch von außen eindringendes, chloridfreies Wasser ins Betoninnere über Konvektion mit Dispersion

Carbonatisierung:

Carbonatisierung reduziert die Bindekapazität. Ehemals gebundene Chloride werden dadurch frei beweglich. Der Gradient der Konzentration frei beweglicher Chloride wächst in der Porenlösung an und damit auch der ins Betoninnere gerichtete diffusive Chloridstrom. Das Chlorid wird von der Carbonatisierungsfront förmlich ins Betoninnere gedrängt. Verteilt sich das im Beton enthaltene Chlorid nach erfolgter Carbonatisierung ausschließlich diffusiv, ergibt sich ein Maximum der Chloridverteilung im Betoninneren. Das Gleiche ist der Fall, wenn über Konvektion Chloride nachträglich eingebracht werden, da im carbonatisierten Randbereich weniger Chlorid gebunden wird, aber stets der Gesamtchloridgehalt bestimmt wird.

Vernachlässigt man die oberflächennahen Datenpunkte und extrapoliert nur solche jenseits des Maximums an die Betonoberfläche, siehe auch Bild 3-6, dann ergibt sich näherungsweise das Chloridprofil, wie es ohne Carbonatisierung entstanden wäre. Die über die Extrapolation bestimmte Oberflächenkonzentration stimmt dann mit jener ohne den Carbonatisierungseinfluss einher. Näherungsweise ist dagegen die Lösung für die über Regression bestimmten Transportvariablen (v , D_L), weil der Chlo-

rideintrag im carbonatisierten Bereich auf Grund der reduzierten Bindekapazität beschleunigt stattfindet, was bei Portlandzementbetonen teilweise durch die reduzierte Porosität und vor allem erhöhte Tortuosität wieder kompensiert wird.

Denn physikalisch unsauber bei der Anwendung des Modells zur Auswertung von Chloridprofilen, die unter dem Einfluss der Carbonatisierung stehen, ist die Tatsache, dass die Konvektionsgeschwindigkeit v und der scheinbare Diffusionskoeffizient D_{app} im Modell als ortsunabhängig betrachtet werden. Tatsächlich sind aber v und D_{app} in der carbonatisierten Randschicht höher, als in dem tiefer liegenden Beton. Es sei aber bereits an dieser Stelle explizit darauf hingewiesen, dass nur die Konvektionsgeschwindigkeit v und die Dispersivität Δl durch Auswertung von Chloridprofilen berechnet wurde, während der scheinbare Diffusionskoeffizient D_{app} aus unabhängigen Migrationsversuchen ermittelt wurde. Ferner ist im oberflächennahen Bereich der Betondeckung in welcher Carbonatisierung auftritt, die Diffusion ohnehin als unbedeutend für den Eintrag zu betrachten.

Die Relevanz, dass streng genommen ein zweischichtiger Beton modelliert werden müsste, liegt in der Bedeutung eines so errechneten Wertes für die Zeitabhängigkeit der Konvektionsgeschwindigkeit v : Würde ein bereits stark carbonatisierter Beton erstmalig mit Chloridlösung beaufschlagt, dann ergäbe sich in der bereits carbonatisierten Betonrandschicht zunächst ein höherer Wert für v und ein rascherer Eintrag, als dies zu späteren Phasen im noch nicht carbonatisierten Kernbeton der Fall wäre. Die Konvektionsgeschwindigkeit v würden durch die vorherige Carbonatisierung mit der Zeit abnehmen, worauf bereits in [47, 106] für den Fall der Diffusion hingewiesen wurde. Dieser Fall ist allerdings eher akademischer Natur. Praxisrelevant ist der Fall eines jungen Betons der erstmalig einer Chloridbelastung ausgesetzt wird. Dann ergibt sich zunächst ein rascher Chlorideintrag während die Carbonisierungstiefe noch zu Null angenommen werden kann. Im Laufe der Zeit wird die Carbonisierungstiefe proportional (nicht absolut) stärker als die Chlorideindringtiefe anwachsen. Damit stiegen ohne weitere bremsende Einflüsse die über die gesamte Chlorideindringtiefe gleichmäßig angesetzte Konvektionsgeschwindigkeit v rechnerisch mit der Zeit an.

Letztendlich sind die oben diskutierten Zusammenhänge aber verhältnismäßig unbedeutend. Denn insbesondere in Oberflächennähe wo Carbonatisierung auftritt, ist die Sauggeschwindigkeit des Wassers hoch. Lunk [60] zeigte, dass die Bindung von Chlorid bei hohen Fließgeschwindigkeiten des Wassers in den Poren stark vermindert ist, siehe Bild 2-11. Daraus folgt, dass die durch Carbonatisierung verminderte Bindekapazität in der Betonrandzone nur einen geringen Einfluss auf die Konvektionsgeschwindigkeit v ausüben dürfte und damit auch auf deren Zeitabhängigkeit.

Es bleibt festzuhalten, dass auf den Einfluss der Carbonatisierung bei der Auswertung von Chloridprofilen nicht geachtet werden muss, solange die oberflächennahen Chloridkonzentrationen unterhalb eines Maximums im Betoninneren vernachlässigt werden, weil der sich daraus ergebende Effekt auf den Chlorideintrag indirekt über die Beeinflussung der Funktion der Zeitabhängigkeit für v berücksichtigt wird, wobei der Einfluss insgesamt als vernachlässigbar gering eingeschätzt wird.

Abwaschen:

Die Expositionszeit t wird im Modell gleich dem Betonalter gesetzt. D. h. es wird ein stets einwärts gerichteter Transport rechnerisch in Ansatz gebracht. Das ist aber weder in Oberflächennähe noch im

Betoninneren, nicht einmal im Bereich der maximalen Eindringtiefe zu jedem Zeitpunkt der Fall, siehe Bild 2-17. In Zeiten der Beaufschlagung mit chloridhaltigem Wasser dringt dieses zunächst rasch kapillar ein. Unter stark vereinfachter Annahme eines spontanen Gleichgewichts ergibt sich in jeder Einzelpore eine gleichmäßige Verteilung der freien und der gebundenen Anteile der Chloridkonzentration über die Tiefe. Durch die Chloridbindung hinkt die Chloridfront dem Wasserminiskus bekanntermaßen hinterher, Kapitel 2.2.5. Auf Grund der statistischen Verteilung der Porendurchmesser im Beton stellt sich der typisch S-förmige Verlauf der Gesamtchloridkonzentration ein, Bild 3-4.

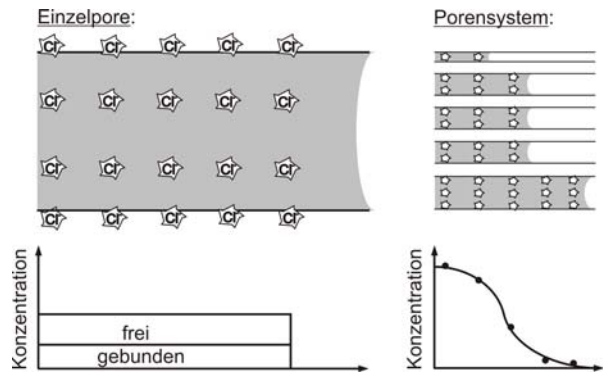


Bild 3-4:

Chloridkonzentration (frei und gebunden) in einer einzelnen Pore und im Beton (Gesamtgehalt im Porensystem) während des kapillaren Saugens chloridhaltiger Wasser

In Phasen ohne kapillares Saugen verdunstet Wasser aus den Poren, wobei die Chloride im Betoninneren verbleiben. Die Wasserminiken im Betoninneren verlagern sich in Richtung Betonoberfläche.

Durch die Verdunstung des Wassers in den Poren kommt es unmittelbar an der Oberfläche zu einer Aufkonzentration der Porenlösung und damit zu einem Anstieg des freien Anteils von Chloriden, Bild 3-5. Dies kann soweit gehen, bis an der Betonoberfläche Salzkristalle ausfallen. Durch die höhere Konzentration in der Porenlösung steigt gleichzeitig der Anteil gebundener Chloride an der Oberfläche.

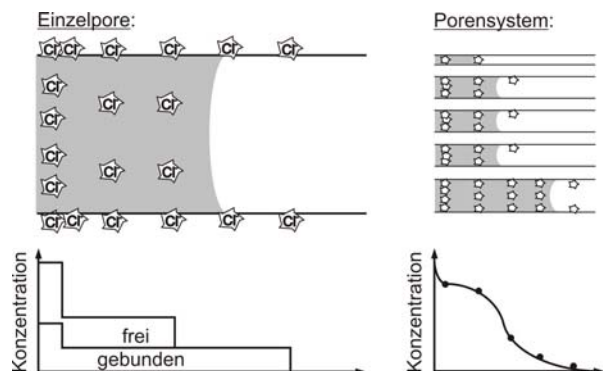


Bild 3-5:

Chloridkonzentration (frei und gebunden) in einer einzelnen Pore und im Beton (Gesamtgehalt im Porensystem) während der Austrocknungsphase, mit Aufkonzentration an der Betonoberfläche

Gelangt nun chloridfreies Wasser an die Betonoberfläche, so kommt es an der unmittelbaren Betonrandsschicht zu einem Abwaschen durch senkrecht zur Eindringrichtung ablaufende Oberflächenwässer.

Dies ist prinzipiell nur dann zu erwarten, wenn der Beton mit mehr Wasser beaufschlagt wird, als er in derselben Zeit aufsaugen kann. Der Vorgang des Abwaschens ist per Definition streng getrennt von dem weiter nach innen Verschleppen der oberflächennahen Chloride durch anfangs chloridfreies Wasser zu sehen.

Ein Entfernen von Chlorid aus dem Beton ist durch das Modell nicht abgedeckt. Für einen einmaligen Zyklus von Chlorideintrag und nachfolgendem Abwaschen, kann Abwaschen rechnerisch als negativer Eintrag aufgefasst werden, wodurch die sich die typische Profilform mit einem Maximum ergibt, Bild 3-6. Dabei wird in Bild 3-6 zur separaten Betrachtung unterstellt, dass während des Abwaschens kein weiterer einwärts gerichteter Eintrag stattfindet, so dass das Chloridprofil jenseits (rechts) des sich einstellenden Maximums vor und nach dem Abwaschen identisch ist.

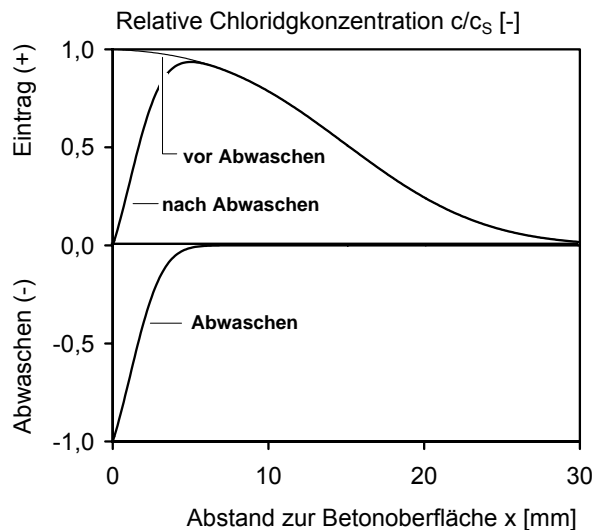


Bild 3-6:
Beispiele für Chloridprofile vor und nach dem Abwaschen. Abwaschen wird als negativer Eintrag verarbeitet.

Vernachlässigt man bei der Anpassung der Modellvariablen an ein gemessenes Chloridprofil alle Konzentrationen links des Maximums, die durch Abwaschen beeinflusst wurden, so erhält man durch die Regressionsrechnung den Kurvenverlauf, wie er vor dem Abwaschvorgang vorlag.

Die so errechnete Oberflächenkonzentration repräsentiert dann folglich den während der gesamten Expositionsdauer als zeitlich konstant aufzufassenden Mittelwert aus allen Oberflächenkonzentrationen, die während vorherigen Phasen mit Chlorideintrag vorgeherrscht haben. Dies entspricht den Randbedingungen für welche die verwendete analytische Lösung für Konvektion mit Dispersion gültig ist. Als Expositionsdauer wird das Bauwerkalter inkl. der üblicherweise unbekanntem Dauer des Abwaschens zur Berechnung der Transportvariablen angesetzt. Da während des Abwaschens per Definition aber kein nach innen gerichteter Transport stattfindet, reduziert sich damit das Verhältnis der Dauer von effektiver Saugphase und gesamter Exposition. Folglich sinkt rein rechnerisch die Konvektionsgeschwindigkeit v mit der Zeit.

Verschleppung von Chlorid:

Wird der in Bild 3-5 modellhaft dargestellte, nicht wassergesättigte Beton mit chloridfreiem Wasser benetzt, so wird dieses Wasser aufgesaugt bzw. führt zu dem zuvor beschriebenen Abwaschen. Während des Saugvorgangs werden an den Porenwänden kristallisierte Chloride gelöst und ins Betoninnere verschleppt. Die Chloridverteilung im Porenwasser hängt während dieses erneuten Saugvorgangs vom Verhältnis der Eindringgeschwindigkeit zur Geschwindigkeit des Lösens bzw. der Desorption von Chlorid an der Oberfläche ab. Hier wird zur Verdeutlichung des Prinzips zunächst davon ausgegangen, dass bei Erreichung der ehemaligen Chloridfront, in jeder Pore und damit insgesamt im Beton wieder die gleiche Chloridverteilung vorliegt, wie zuvor in Bild 3-4 gezeigt. Dringt chloridfreies Wasser von Außen über die zuvor erreichte Tiefe ein, so werden zunächst die freien Chloride in den Beton hineingedrückt bzw. auch bereits gebundene Chloride freigesetzt und ebenfalls ins Betoninnere verschleppt. Die Folge ist eine Chloridverteilung mit einem Maximum im Betoninneren, Bild 3-7.

Es existieren analytische Lösungen für Konvektion mit Dispersion in der Geohydrologie [107], welche auf eine Chloridbelastung mit nachträglicher Verschleppung übertragbar wären. Zur Berechnung der Transportvariablen müsste dann allerdings eine Annahme für die Dauer der Beaufschlagung mit chloridfreiem Wasser getroffen werden. Die Unsicherheiten in solchen Annahmen ist auf Grund der starken jährlichen Schwankungen in der Streudauer bzw. im Tausalzbedarf erheblich, siehe Kapitel 2.1.1.

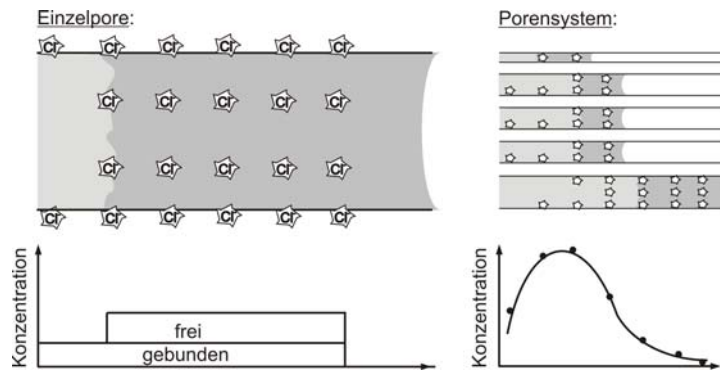


Bild 3-7:
Chloridkonzentration in einer einzelnen Pore und im Beton (Porensystem) nach Saugphase mit chloridfreiem Wasser

Ferner müssten unterschiedliche Modelle für Zeiten mit und ohne Chloridbeaufschlagung verwendet werden. Es ist daher sinnvoll das hier aufgestellte Modell zur Berechnung und Prognose zu verwenden.

Würde jegliches Chlorid, unabhängig davon ob frei oder gebunden im Beton vorliegend, durch nachfolgendes chloridfreies Wasser um die gleiche Wegstrecke in den Poren hineingedrückt werden, so kann für eine Porenverteilung mit symmetrischer Porengrößenverteilung entsprechend des Prinzips in Bild 3-7 gezeigt werden, dass die max. Konzentration im Betoninneren mit der Konzentration jener Oberflächenkonzentration übereinstimmt, die vor dem Nachsaugen chloridfreien Wassers vorherrschte, siehe Bild 3-4. Dies ist solange der Fall bis die Eindringtiefe des chloridfreien Wassers nicht größer ist, wie jene des vorherigen Saugvorgangs mit chloridhaltiger Lösung. Darüber hinaus sinkt die max. Konzentration ab, da durch Dispersion das Chlorid über die Fließlänge verteilt wird, der Gesamtchloridgehalt im Beton aber konstant bleibt, siehe auch Bild 2-7.

Die o. g. Bedingung ist auf Grund der Verhältnisse in der Dauer von Phasen mit und ohne Tausalzstreuung (in Deutschland ist das Verhältnis etwa 5 Monate zu 7 Monate, siehe auch Bild 2-16) in Mittel- und Nordeuropäischen Ländern eingehalten. Werden also analog zu Bild 3-6 jene Datenpunkte in der Regressionsrechnung vernachlässigt, die links des Maximums liegen, so ergibt sich rechnerisch ein Chloridprofil wie es bei stetigem Chlorideintrag während der gesamten Expositionsdauer entstanden wäre. Der Chlorideintrag wird dadurch rechts des Maximums trotz des Nachsaugens chloridfreien Wassers zu jedem Zeitpunkt vollständig abgebildet. Für die so errechnete Oberflächenkonzentration gilt analog zum Aspekt der Abwaschung, dass diese den während der gesamten Expositionsdauer als zeitlich konstant aufzufassenden Mittelwert aus allen Oberflächenkonzentrationen repräsentiert, die während vorherigen Phasen mit Chlorideintrag vorgeherrscht haben.

Fazit zu den physikalischen Verknüpfungen und Anwendungsgrenzen:

- ❑ Alle diskutierten Vorgänge, d. h. Carbonatisierung, Abwaschen und Verschleppung von Chlorid ins Betoninnere durch chloridfreies Wasser werden durch das aufgestellte Modell indirekt miterfasst.
- ❑ Carbonatisierung führt zu einem Maximum der Chloridkonzentration im Betoninneren. Dies hat unter praktischen Bedingungen theoretisch einen Anstieg der Konvektionsgeschwindigkeit v mit der Zeit zur Folge. Allerdings ist in der Randzone die Sauggeschwindigkeit des Wassers so hoch, dass der Einfluss der Bindung und damit der Carbonatisierung vernachlässigbar gering sein dürfte. Die oberflächennahen Datenpunkte der Chloridverteilung unterhalb des Maximums müssen bei der Auswertung vernachlässigt werden.

- Zu einem Maximum der Chloridkonzentration im Betoninneren können auch Abwaschen und eine nach innen gerichtete Verschleppung von Chlorid führen. Beide Vorgänge treten gleichzeitig auf und haben die gleiche Wirkung. Als Fazit kann gezogen werden, dass zur richtigen Abbildung des Chlorideintrags während Phasen mit Beaufschlagung von chloridfreiem Wasser alle Konzentrationen in Oberflächennähe nicht in die Regression aufzunehmen sind, die unterhalb des Maximums liegen.
- Im Fall es Abwaschens geht dadurch die Dauer nicht aber die auslaugende Wirkung des Abwaschens in die Ergebnisse der Modellvariablen ein, was der Grundidee des Modell, das nur einwärts gerichteten Transport abbildet, voll entspricht. Das aufgestellte Modell weist für den Fall des Abwaschens keine Anwendungsgrenzen auf.
- Während des Saugens chloridfreien Wassers reduziert sich anders als beim Abwaschen nicht das Verhältnis der Dauer von effektiver Saugphase und gesamter Exposition und damit auch nicht die Konvektionsgeschwindigkeit v mit der Zeit. In solchen Phasen nimmt die Konvektionsgeschwindigkeit v also nur auf Grund der Gesetzmäßigkeiten in einer Kapillare und durch Selbstabdichtung ab, siehe Kapitel 2.2.5. Die Methode des Vernachlässigens oberflächennaher Datenpunkte ist solange mit dem Modell vereinbar, wie die Eindringtiefe des chloridfreien Wassers nicht doppelt so groß ist, wie jene des vorherigen Saugvorgangs mit chloridhaltiger Lösung. Das ist in der Praxis bei Betrachtung längerer Zeiträume der Fall.

3.2.2.3 Objektive Festlegung des Maximums der Konzentration im Betoninneren

Die Wahl der Tiefe, in welcher das Chloridmaximum anzusetzen ist, gestaltet sich in manchen Fällen schwierig, siehe z.B. Bild 3-9 (Verteilung mit Bezug auf Betonmasse). In solchen seltenen Fällen, wurde als eindeutiges, objektives Kriterium hier das Prinzip der Maximierung des Bestimmtheitsmaßes r^2 angewendet, siehe Gleichung (3-1) aus [108]:

$$r^2 = 1 - \frac{(n-u) \cdot s_e^2}{(n-1) \cdot s_y^2} \quad (3-1)$$

r^2	Bestimmtheitsmaß; Wertebereich $0 \leq r^2 \leq 1$	[-]
n	Anzahl bei der Regression berücksichtigter Stützpunkte im Chloridprofil	[-]
u	Freiheitsgrad (Anzahl der Variablen), hier vier: c_s , c_i , v und D_L	[-]
s_e^2	Restvarianz	[(M.-% B) ²]
s_y^2	Varianz aller gemessenen und bei der Regression berücksichtigten Chloridkonzentrationen c_i	[(M.-% B) ²]

$$s_e^2 = \frac{\sum_{j=1}^n v_j^2}{(n-u)} \quad \text{mit } v_j^2 = (C(x)_{j,\text{Messung}} - C(x)_{j,\text{Anpassung}})^2 \quad (3-2)$$

v_j^2	Fehlerquadrat am Stützpunkt j	
$C(x)_{j,\text{Messung}}$	Gemessene Chloridkonzentration in der Tiefe x	[M.-% B]
$C(x)_{j,\text{Anpassung}}$	Durch Anpassung errechnete Chloridkonzentration in der Tiefe x	[M.-% B]

Werden nur wenige Datenpunkte in Oberflächennähe (links des Maximums) vernachlässigt, ergibt sich eine schlechte Anpassung an das Chloridprofil, was durch einen kleinen Wert für das Bestimmtheitsmaß r^2 quantifiziert wird. Grund dafür ist, dass für diese Datenpunkte die Annahme einer zeitlich, konstanten Chloridbelastung nicht gegeben ist. Mit zunehmender Anzahl der vernachlässigten Werte, sinkt die Zahl n der Datenpunkte und insbesondere die Varianz s_y^2 in der Regressionsrechnung. Die

Restvarianz s_e^2 nimmt dagegen annähernd konstante Werte an. Insgesamt führt dies dazu, dass bei Überschreitung des Grenzpunktes, an welchem Konvektion gemäß Gleichung (2-30) am besten beschrieben wird, ebenfalls ein Abfall des Bestimmtheitsmaßes r^2 zu verzeichnen ist.

3.2.2.4 Berücksichtigung der Zeitabhängigkeit der Transportvariablen

Das vollständige Modell mit zeitabhängigen Transportkennwerten nach Gleichung (2-30) bis (2-33) beinhaltet 8 Variablen (c_s , c_i , v_0 , n_v , $D_{app,0}$, $D_{app,\infty}$, n_D , Δl). Der wissenschaftlich ideale Weg ein Modell zu kalibrieren, ist jede der Modellvariablen in einem unabhängigen Prüfverfahren zu messen, dass nicht in der Auswertung von Chloridprofilen besteht, und die sich ergebende Prognose gemessenen Chloridprofilen gegenüberzustellen. Wie im Laufe der vorliegenden Arbeit noch gezeigt werden wird, gibt es nicht für jede Transportvariable ein unabhängiges Prüfverfahren. Es müssen also bereits zur Modellkalibrierung Chloridprofile herangezogen werden.

Aus einem einzigen Chloridprofil können aber nur c_s , c_i und die als zeitlichen Mittelwert betrachteten Größen $v(t)$ und $D_L(t)$ durch Regression bestimmt werden. Sind zwei Chloridprofile zu unterschiedlichen Zeiten bekannt, so lässt sich daraus bereits die Zeitabhängigkeit für die Konvektionsgeschwindigkeit bestimmen (v_0 , n_v). Die Dispersivität lässt sich aber erst bei Kenntnis von 4 Chloridprofilen zu unterschiedlichen Zeitpunkten vollständig beschreiben ($D_{app,0}$, $D_{app,\infty}$, n_D , Δl). Zur Überprüfung des Modells wären gar 5 Chloridprofile nach unterschiedlichen Expositionsdauern notwendig. Dies ist in der Praxis nie der Fall. Der hier verfolgte Weg liegt deshalb darin, ausreichend viele Chloridprofile auszuwerten, die so bestimmten Variablen v und D_L über die Zeit aufzutragen und die Zeitabhängigkeit gemäß Gleichung (2-31) und (2-33) nachträglich über eine Regressionsrechnung einzubringen.

Eine Plausibilitätsprüfung kann bei dieser Vorgehensweise nur durch Vergleich von Prognosen mit solchen Chloridprofilen vorgenommen werden, die nicht zur Kalibrierung der Modellvariablen herangezogen wurden, was im Rahmen der Zustandsprognose so geschehen wird, Kapitel 7.3.

3.2.3 Abschätzung des Einflusses der Profilqualität auf die Regressionsrechnung

Im Sinne des verfolgten Konzepts muss noch betrachtet werden, ob Gleichung (2-30) auch dann anwendbar ist, wenn nur wenige Stützstellen eines Chloridprofils vorliegen, wie dies häufig in der Praxis der Fall ist.

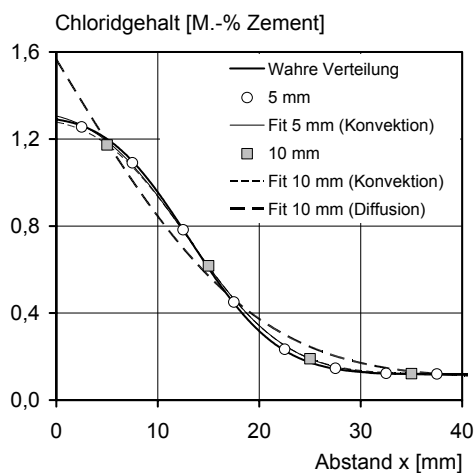


Bild 3-8:
a) Gemäß Gleichung (2-30) (v und D_L konstant) vorgegebene, „wahre“ Chloridverteilung, b) durch Mittelung simulierte Ergebnisse einer Chloridgehaltsbestimmung unter Variation der Bohrintervallabstufung und c) Fitting der Chloridprofile nach entsprechendem Modell bzw. nach einem Diffusionsansatz gemäß Gleichung (2-8)

Zur Beantwortung dieser Frage wurde zunächst eine „wahre“ Chloridverteilung gemäß Gleichung (2-30) bis (2-33) in Schritten von 0,1 mm vorgegeben, Bild 3-8. Um eine Bohrmehlgewinnung mit anschließender Analyse zu simulieren, wurde das „wahre“ Profil dann in Intervallen von 5 bzw. 10 mm gemittelt und über die mittlere „Bohrtiefe“ aufgetragen.

Schließlich wurden diese simulierten Analyseprofile an das Modell für Konvektion nach Gleichung (2-30) (v und D_L konstant) und zu Vergleichszwecken an das Modell für Diffusion nach Gleichung (2-8) angepasst. Aus dieser Studie zum Einfluss der Bohrintervalltiefe können folgende Schlüsse gezogen werden:

- ❑ Die heute übliche Untersuchungspraxis bei der Bohrmehl in großen Bohrintervallen gewonnen wird, führt zu Chloridverteilungen, die ein Diffusionsverhalten vortäuschen. Eine eindeutige Unterscheidung von Konvektion und Diffusion ist bei drei Stützstellen im Bereich der Eindringtiefe nicht eindeutig möglich.
- ❑ Wird ein Diffusionsmodell zu Grunde gelegt, dann wird der Chloridgehalt sowohl in Oberflächennähe, vor allem aber jenseits des Wendepunktes (d. h. der mittleren Konvektionsfront) überschätzt. Als Folgerung für die Praxis bedeutet dies, dass Chloridprofile bis zur mittleren Konvektionstiefe (Wendepunkt) ausreichend fein, d. h. in Intervallen von rd. $\leq 1/5$ der erwarteten Eindringtiefe abgestuft werden müssen, um die wahre Form bestimmen zu können.
- ❑ Eine Anpassung des Modells nach Gleichung (2-30) mit konstanten Werten für v und D_L , ist auch dann noch möglich, wenn nur 4 Stützstellen des Chloridprofils im Bereich der max. Eindringtiefe vorliegen (4 Randbedingungen für 4 Variablen). Die Abweichung zu den „wahren“ Transportkennwerten liegt für das gezeigte Beispiel bei rd. $v = -2,5 \%$, $\Delta D_L = +20 \%$ und $\Delta c_s = -1\%$.

Die oben ausgeführte Parameterstudie setzt voraus, dass durch die Bohrmehlgewinnung die Chloridverteilung im Zementstein wiedergegeben wird. Eine weitere Problematik bei der Auswertung von Chloridprofilen ergibt sich aber aus der ungleichmäßigen Zementsteinverteilung. Anreicherungen des Zementsteins sind besonders in Oberflächennähe zu finden. Auf diese Schicht folgt ein Tiefenbereich mit größerem Anteil an Zuschlag. Erst nach rd. 5-10 mm wird eine verhältnismäßig homogene Verteilung des Zementsteins erreicht, Bild 3-9. Zweck eines Chloridprofils ist prinzipiell die Konzentration in der Tiefe der Bewehrungslage mit einem kritischen Wert zu vergleichen. Dieser wird üblicherweise auf die Zementmasse bezogen. Da weiterhin Chloridtransport im Fall nicht porösen Zuschlags nur im Zementstein stattfindet und in der Regel nur Bestandteile des Zements Chloride binden, wurde hier für die Chloridkonzentration c auch der Bezug auf die Zementmasse gewählt. In skandinavischen Ländern hat es sich aus den o. g. Gründen durchgesetzt, den Chloridgehalt auf den jeweils in der Probe enthaltenen Zementgehalt zu beziehen, siehe z. B. [80, 109, 110, 111], Bild 3-9. Vorteil dieser Methode ist das gleichmäßigere Erscheinungsbild der Chloridprofile, wodurch der tatsächliche Transportvorgang (Konvektion) im Zementstein frei von Störeinflüssen des Zuschlages besser charakterisiert wird, siehe Bild 3-9 unten.

Hierzu wird in der Regel zusätzlich der CaO-Gehalt am Bohrmehl bestimmt, woraus sich bei silikatischem Zuschlag und bekannter Bindemittelart ein Schätzwert für den jeweiligen Zementgehalt ergibt. In Deutschland wird normgemäß aus dem Glühbeständigen, dem unlöslichen Rückstand des Betons bei Salzsäurebehandlung und dem CO_2 - sowie MgO-Gehalts bei Kalkstein- und/oder dolomithaltigem Zuschlag auf den Zementgehalt geschlossen, [112]. Der Einfluss von Carbonatisierung im Oberflä-

chenbereich auf das Ergebnis der Zementgehaltsbestimmung kann bei der Berechnung des Zementgehaltes nach [113] berücksichtigt werden - allerdings nur bei salzsäureunlöslichem Zuschlag.

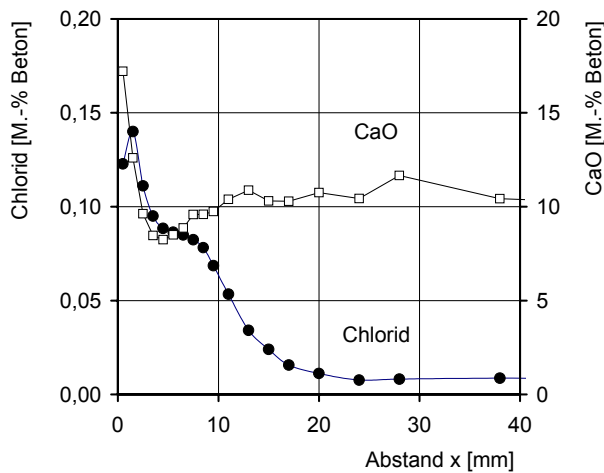
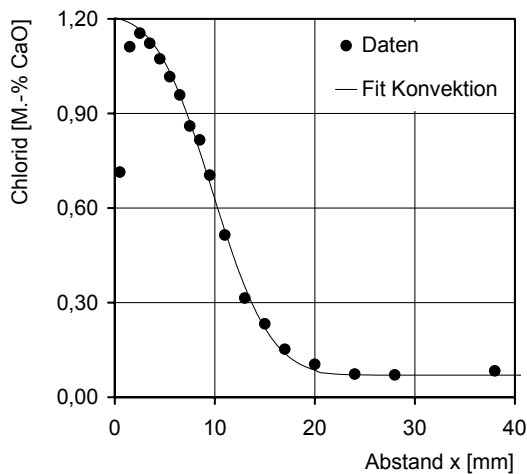


Bild 3-9: Beispiel für inhomogene Zementstein- bzw. CaO-Verteilung und daraus resultierende Chloridverteilung bei Bezug auf Beton bzw. CaO-Masse, Beton: CEM I, w/b = 0,40, Betonwürfel ausgelagert für 570d entlang schwedischer Autobahn, Daten aus [80]

Es stellen sich nun die Fragen: 1) Welche Auswirkung hat eine Vernachlässigung der ungleichmäßigen Zementsteinverteilung auf das Ergebnis der Regressions- und damit Modellvariable? 2) Rechtfertigt der Einfluss der Zementsteinverteilung die erheblichen, zusätzlichen Analysekosten? Diese Fragen sind insofern bedeutend, als a) bei den hier von deutschen Verwaltungen gesammelten Chloridprofilen in aller Regel keine Informationen zur Betonzusammensetzung bzw. zum tiefenabhängigen Zementsteingehalt vorlagen und b) im Rahmen eines zukünftigen Lebenszyklusmanagements Inspektionskosten zu minimieren sind.



Zur Beantwortung dieser Fragen wurden die Variablen des Modell nach Gleichung (2-30) an hoch auflösende Chloridprofile aus [80] mit Bezug sowohl auf die Beton- als auch Zementmasse angepasst und die Korrelation der Modellvariablen betrachtet, Bild 3-10.

Es wird deutlich, dass die Glättung von fein abgestuften Chloridprofilen durch Bezug auf den tiefenabhängigen Zementgehalt nur einen geringen Einfluss auf die errechnete Konvektionsgeschwindigkeit v ausübt. Nur bei sehr dichtem Beton mit ohnedies geringer Konvektionsgeschwindigkeit v wird diese Größe ohne Kenntnis des tiefenabhängigen Zementgehalts leicht unterschätzt. Grund dafür ist die Zementsteinanreicherung an der Betonoberfläche („skin effect“), wodurch mehr Chlorid gebunden wird. Hierdurch entsteht ein lang gestrecktes Chloridprofil, siehe Bild 3-9 oben, wodurch eine reine Diffusionskontrolle (mit $v \approx 0$) „vorgetäuscht“ wird. Dieser Umstand kann gemäß der Quantifizierung in Bild 3-10 berücksichtigt werden. Angesichts der hohen Betongüte bzw. geringer Chloridbeaufschlagungsintensität, die zum Auftreten dieses Einflusses notwendig ist und der dann ohnehin geringen Wahrscheinlichkeit von Depassivierung, ist dieser Messfehler vernachlässigbar. Auf alle anderen Regressionsvariablen konnte kein systematischer Einfluss der Bezugsgröße für die Chloridkonzentration festgestellt werden.

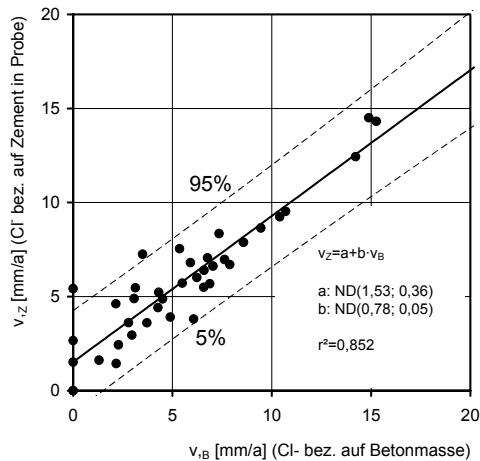


Bild 3-10:

Korrelation der errechneten mittleren Konvektionsgeschwindigkeit v bei Bezug des Chloridprofils auf die Beton- bzw. Zementmasse. Regressionsgrößen für Quantilbestimmung: normal verteilte (ND: „normal distributed“) lineare Regressionsvariable a und b mit (Mittelwert μ , Standardabweichung σ), Bestimmtheitsmaß r^2 , Chloridprofile aus 1,5-jährigen Auslagerungsversuchen aus [80], siehe auch Bild 3-9

In Konsequenz bedeutet dies, dass bei Normalbetonen, wie sie bei den hier gesammelten Daten aus Bauwerksinspektionen in Deutschland vorliegen, eine Analyse des tiefenabhängigen Zementgehaltes unnötig ist.

Wenn nur wenige Stützstellen das Chloridprofil beschreiben, dann ist die erste Stützstelle des Profils durch die Zementsteinanreicherungen beeinflusst und täuscht ohne Kenntnis des tiefenabhängigen Zementgehaltes eine zu hohe Oberflächenkonzentration vor. Das Bohrmehl im Bereich der rd. ersten 5 mm sollte dann folglich nicht zur Analyse herangezogen werden. Bereits im Vorfeld sei angemerkt, dass im Fall von nur 3 Stützstellen in einem Profil, wie es bei rd. 70 % der zur Verfügung stehenden Daten der Fall ist, siehe Bild 3-24, diese Profile nicht zur Bestimmung der Regressionsgrößen brauchbar sind. Die Transportkenngrößen v und D_L wurden deshalb nur aus hoch qualitativen Profilen, wie in Bild 3-9 gezeigt, bestimmt.

3.2.4 Kapillare Saugversuche mit Salzlösungen im Labor

In [114] wird die Bestimmung des Wasseraufnahmekoeffizienten für den Fall des kapillaren Saugens von Baustoffen geregelt. Aus der Masse an aufgenommenem Wasser kann aus solchen Versuchen über die Wasseraufnahmekapazität auf die mittlere Eindringtiefe der Wasserfront in Beton geschlossen werden, Lunk [60]. Aber nur durch zerstörungsfreie Techniken wie die Messung der Mikrowellenschwächung [63], der γ -Strahlenabsorption [60], sowie die NMR (Nuclear Magnetic Resonance) [64], können hoch auflösende Wassergehaltsprofile in kurzen Zeitintervallen an identischen Proben bestimmt werden.

Hinsichtlich des Eindringens von Chloriden über Huckepacktransport existieren keine standardisierten Prüfverfahren. Üblich sind Versuche, bei welchen die Seitenflächen von Betonprobekörper abgedichtet werden und eine freie Seite knapp unterhalb des Wasserspiegels einer Salzlösung ausgesetzt wird. Nach definierten Saugzeiten werden dann Bohrmehlproben aus unterschiedlichen Tiefen der Probekörper gewonnen, um daran den Chloridgehalt zu bestimmen. Ein sich noch in der Entwicklung befindlicher, zerstörungsfreier Ansatz zur Bestimmung des Salzgehaltes liegt in der Kombination der NMR-Technik mit der Messung der γ -Strahlenabsorption, [64].

Lunk [60] führte umfangreiche Untersuchungen hinsichtlich der Einflüsse auf das kapillare Eindringen von Wasser und darin gelöster Salze in Beton durch. Im Anschluss an das kapillare Saugen bestimmte er Wassergehaltsprofile über γ -Strahlenabsorption sowie den Chloridgehalt von Bohrmehl. Die untersuchten Einflüsse waren die Betonzusammensetzung (Bindemittelart, w/b-Wert, Gehalt an künstlichen Luftporen, Zementgehalt in Kombination mit dem Größtkorndurchmesser), der Wassergehalt vor

Saugbeginn, die Chloridkonzentration der aufgesaugten Lösung, die Art des Kations der Chloridlösung sowie die Saugzeit. Lunk benutzte einen rein geometrischen Ansatz um Wasser- und Chloridprofile nach kapillaren Saugversuchen in ihrer zeitlichen Entwicklung abzubilden. Zur Modellierung drückte er das Chloridprofil als Produkt der Wasserverteilung und eines Retardationsfaktors R , also affin zur Wasserverteilung aus, Bild 2-7. Bei dieser Art der Modellierung wird vernachlässigt, dass im Gegensatz zum Chloridprofil die Wasserverteilung im Beton nicht nur infolge kapillaren Wassereintrags, sondern auch durch Wasserdampfdiffusion entsteht. Lunk [60] stellte für den Retardationsfaktor R im Wesentlichen fest, dass dieser zunimmt mit: der Saugdauer, der Betonfeuchte, dem C_3A -Gehalt des Zementes, der Verfeinerung des Porengefüges (durch Wahl des Bindemittels bzw. w/z -Wertes), dem Luftporengehalt und abnehmender Chloridkonzentration der Lösung. Der Vergleich der Chloridverteilungen aus kapillaren Saugversuchen und Bauwerksuntersuchungen zeigte, dass eine direkte Übertragung nicht möglich ist, da unter realen Bauwerksbedingungen zum größten Teil Trockenphasen vorliegen und ein geschlossener Wasserfilm nur auf horizontalen und kurzzeitig im sog. Spritzwasserbereich vertikaler Flächen zu erwarten sei.

Die Angabe der Chloridprofile erfolgte in [60] als numerisch geglättete Kurven von jeweils fünf benachbarten Stützstellen, wobei jede dieser Stützstellen der Mittelwert aus 3 Messungen der Konzentration im Bohrmehl ist, welches in 2 mm Intervallen gewonnenen wurde. Hier wurden diese hochwertigen Chloridprofile graphisch entsprechend den Intervallen der Bohrmehlgewinnung ausgelesen und daran gemäß der Methode nach Kapitel 3.2.2 über Regression angepasst, wie exemplarisch in Bild 3-11 gezeigt.

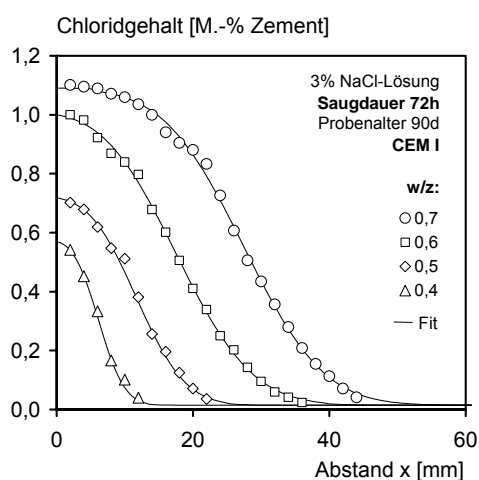


Bild 3-11:

Anpassung (Fit) der Variablen im Modell für Konvektion mit Dispersion entsprechend Gleichung (2-30) (v und D_L konstant) an Chloridprofile aus Saugversuchen mit 3%-iger NaCl-Lösung, Saugzeit 72 Stunden, Beton: CEM I, w/z (Zementgehalt) variabel, Betonalter 90 Tage, Daten aus [60]

Die gute Anpassung demonstriert, dass Huckepack-Transport in Beton bei konstanter Chloridkonzentration der Sauglösung sehr gut durch das gewählte Modell beschrieben werden kann. Eine detaillierte Analyse und Quantifizierung der funktionalen Abhängigkeit der Regressionsvariablen von den in [60] untersuchten Einflüssen erfolgt in Kapitel 5 und 6.

3.2.5 Auslagerungsversuche

3.2.5.1 Zum Einfluss der Entfernung zur Fahrbahn

In Schweden fanden entlang einer Autobahn verschiedene Auslagerungsprogramme statt, die zum Teil durch Auffangung von chloridhaltigen Aerosolen begleitet wurden, Bild 3-12. Wirje & Offrel [115] lagerten an dieser Expositionsstation Mörtelscheiben auf unterschiedlichen Höhen über der Fahrbahn aus und bestimmten im Anschluss an die Auslagerung die Chloridkonzentration in Bezug auf die Probenmasse in feinen Tiefenabstufungen.

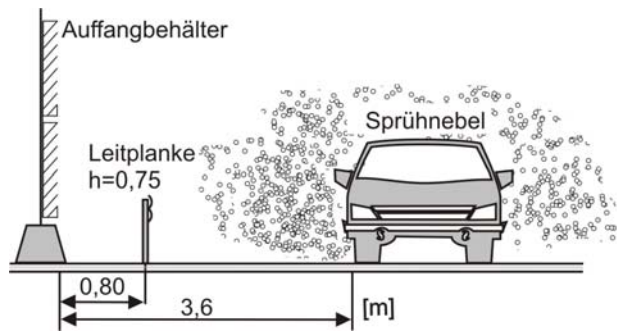


Bild 3-12:

Versuchstand mit Plastikkollektoren zur Auffangung von tausalzhaltigen Straßenwässern bzw. zur Auslagerung von Mörtelscheiben entlang schwedischer Autobahn RV 40 bei Borås mit 14,5 t/(km-Jahr) Tausalzverbrauch im Auslagerungswinter 95/96, Tang & Utgenannt [11]

Zur besseren Übersicht sind die ermittelten Chloridprofile von Wirje & Offrel [115] nur auf jeder zweiten Höhe gezeigt, Bild 3-13.

Mit steigender Höhe über der Fahrbahn sinkt durch die geringere Belastung mit chloridhaltigen Wässern sowohl die Oberflächenkonzentration, als auch die Eindringtiefe von Chlorid. Die Form der Chloridprofile deutet darauf hin, dass Konvektion mit Dispersion der dominierende Transportmechanismus ist. Carbonatisierung hat während der kurzen Auslagerungsdauer noch keine Relevanz. Die abfallende Chloridkonzentration an der Oberfläche ergibt sich durch Auslaugung bzw. konvektive Weiterverteilung ins Betoninnere (mit Dispersion) durch tausalzfreies Wasser im Anschluss an die Tausalzstreu-phase (hier bis März). Auffallend ist die Tatsache, dass das Chloridmaximum auf geringen Höhen über der Strasse tendenziell nur wenig tiefer im Beton liegt, als in merklichem Abstand von der Strasse. Die Lage des Maximums ist also nahezu unabhängig von der Höhe über Straßenniveau. Ursache hierfür war vermutlich, dass die maßgebliche Quelle des hierfür notwendigen chloridfreien Wassers, welches Chloride weiter ins Innere verschleppt, die direkte Schlagberegnung war. Das Aufkommen an chloridfreien Straßenwässern war im Untersuchungszeitraum dagegen vermutlich unbedeutend. Da die Mörtelproben alle die gleiche Zusammensetzung aufweisen, ist die Saugtiefe des Regenwassers einzig und allein eine Funktion der Dauer bzw. Intensität der Regenbeaufschlagung und der Porenstruktur des Mörtels, aber nicht der Höhenlage.

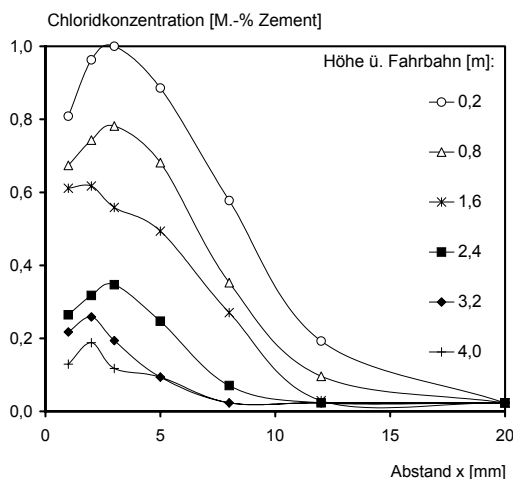


Bild 3-13:

Chloridprofile gewonnen an Mörtelscheiben ($w/z = 0,45$; 600 kg/m^3 CEM I BV/SR/LA) nach Auslagerung vom 27.11.95 bis 09.04.96 im Alter von rd. 35 Tagen an Versuchstand nach Bild 3-12, 95 mm Probendurchmesser, Daten aus [115] (hier nur Chloridprofile auf jeder zweiten untersuchten Höhe gezeigt)

Mörtelproben gleicher Zusammensetzung und Alters wurden auch auf der dem Verkehr zugewandten Seite eines Brückenpfeilers auf unterschiedlichen Höhen angebracht. Der vor direkter Beregnung geschützte Pfeiler befindet sich an der gleichen Autobahn in der Nähe der o. g. Expositionsstation.

Auch an diesen Mörtelscheiben wurden Chloridprofile bestimmt, Bild 3-14. In der max. erfassten Höhe von rd. 4,0 m ist nicht mit einem nennenswerten Auswaschen zu rechnen. Die einzige mögliche Ursache für die Chloridmaxima ist das Verschleppen durch chloridfreie Straßenwässer, die in Form von Sprühnebel an die Betonoberfläche gelangen. Die Maxima der Chloridkonzentration sind genauso unabhängig von der Höhenlage und in vergleichbarer Tiefe vorzufinden, wie es bei den Proben mit direkter Beregnung festzustellen war, Bild 3-13. Gleichwohl ergibt sich ein höherer Chlorideintrag auf

geringeren Höhen über der Strasse. Die funktionale Abhängigkeit der Chloridbelastung von der Höhenlage ist aber nicht in vergleichbarem Maße gegeben, wie in Bild 3-13 festgestellt.

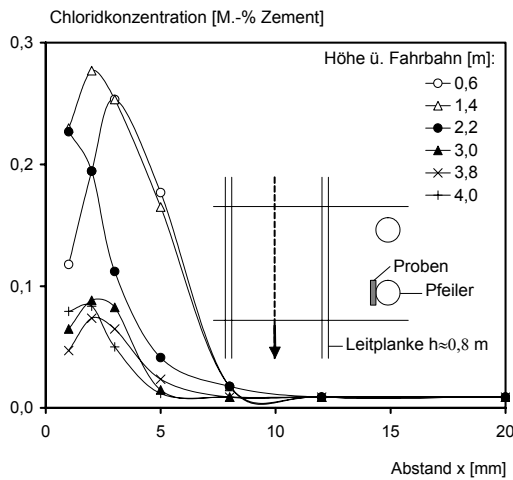


Bild 3-14:

Chloridprofile gewonnen an Mörtelscheiben ($w/z = 0,45$; 600 kg/m^3 CEM I BV/SR/LA) nach Auslagerung vom 27.11.95 bis 09.04.96 im Alter von rd. 35 Tagen entlang Brückenpfeiler mit Abstand von $a = 3,2 \text{ m}$ zum Fahrbahnrand; 95 mm Probendurchmesser; Daten aus [115] (hier Chloridprofile nur auf jeder zweiten untersuchten Höhe gezeigt)

Der insgesamt auf erstaunlich geringem Niveau feststellbare Chlorideintrag, lässt bei dieser Studie Rückschlüsse auf die Intensität des Verschleppens von Chloriden nicht zu.

Die Beobachtung deutlich geringerer Oberflächenkonzentrationen und Eindringtiefen des Chlorids für die Proben unterhalb des Brückenbauwerks wurde in HETEK [27] zum Anlass genommen, zwischen sog. Nass- und Trockenzonen mit bzw. ohne direkter Beregnung zu unterscheiden. Eine Erklärung für die Ursache der geringeren Belastungsintensität und geringeren Eindringtiefe des Chlorids wurde nicht geliefert.

Ist eine Betonoberfläche zeitweise einer Trocknung unterworfen, so wie es bei Straßenbauwerken bzw. Meerwasserbauwerken oberhalb der Spritzwasserzone der Fall ist, dann ist die Diffusion bei plötzlicher Bildung eines geschlossenen Wasserfilms auf der Betonoberfläche zunächst nicht der maßgebende Transportvorgang. Die bisher übliche Auswertungsmethode besteht trotzdem darin, Chloridprofile an die einfache Lösung des 2. Fick'schen Gesetzes anzupassen, siehe Gleichung (2-8). Analog zur Modellvorstellung von Gehlen [30], siehe auch Gleichung (2-18) und Bild 2-12, wurde dabei immer davon ausgegangen, dass ab einer bestimmten Tiefe Δx die Diffusion dominiert. Basierend auf dieser Annahme war es vor allem in den skandinavischen Ländern übliche Praxis, nur den „inneren Bereich“ jenseits eines Maximums der Chloridkonzentration für die Anpassung an Gleichung (2-8) heranzuziehen. Das Chloridprofil wurde folglich bis zur Oberfläche extrapoliert, Bild 3-15.

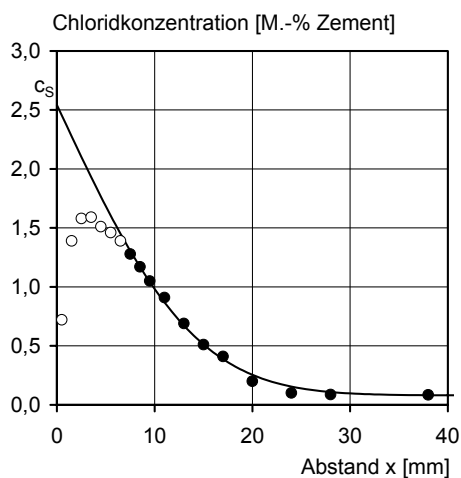


Bild 3-15:

Typisches Chloridprofil in der Straßenatmosphäre gewonnen an ausgelagerten Betonwürfeln und bisher übliche Auswertungsmethodik durch Anpassung der Variablen in Gleichung (2-8) an gemessene Konzentrationen (nur schwarze Stützstellen werden berücksichtigt), Daten und entsprechende Auswertungsmethode aus [80]

Als Ausgabegrößen ergeben sich die Oberflächenkonzentration c_s und der scheinbare Diffusionskoeffizient D_{app} . Mit den Regressionsvariablen (c_s und D_{app}) auf eine Chloridverteilung in der Zukunft zu schließen, wie es für eine Meerwasserumgebung bisher stattfand, [27, 30], wurde aber als durchaus fragwürdig angesehen, [80].

Nichts desto trotz wurde die gezeigte Auswertungsmethodik dahingehend angewendet, einen Anhaltspunkt für die Abhängigkeiten der extrapolierten Oberflächenkonzentration c_s und des scheinbaren

Diffusionskoeffizienten D_{app} und der Chloridbelastung zu bestimmen. So ermittelten Tang & Utgenannt [11] an der gleichen Expositionsstation, Bild 3-12, an welcher auch die Chloridprofile in Bild 3-13 bestimmt wurden, mittels vertikal angebrachter Kollektoren für Straßenwässer die während eines Winters in Summe auf eine Fläche treffende Chloridbelastung CB in Abhängigkeit von der Höhe über der Fahrbahn. Es wurde erwartungsgemäß festgestellt, dass die Chloridbelastung über die Höhe abnimmt und stark von Winter zu Winter variiert. Es wurde ferner nachgewiesen, dass zwischen Chloridbelastung CB und dem integralen Gesamtchloridgehalt Q in den Proben offenbar eine Wurzelbeziehung besteht, Bild 3-16.

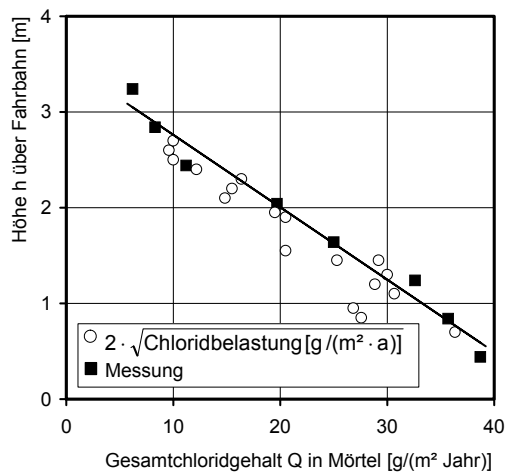


Bild 3-16:
Zusammenhang zwischen Gesamtchloridgehalt Q in exponierten Mörtelscheiben, der Chloridbelastung CB und der Höhe h über Fahrbahnoberkante, Daten aus [11, 115]

Dies bestätigte die gefundene logarithmische Beziehung zwischen Chloridbelastung und korrespondierender, extrapolierter Oberflächenkonzentration c_S im Beton, führte aber auch zur Schlussfolgerung, dass nur ein Teil der Chloridbelastung tatsächlich in den Beton eindringt.

Für den scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} wurde festgestellt, dass dieser mit steigender Chloridbelastung linear auf einen dann konstanten Wert ansteigt. Es wurde also insgesamt eine Abnahme der Regressionsvariablen c_S und D_{app} mit der Höhe über der Fahrbahn festgestellt, ohne diese weiter durch einen funktionalen Zusammenhang zu quantifizieren. Hier wurden die Variablen des Modells nach Gleichung (2-30), mit v und D_L zeitlich konstant, an die Chloridprofile in Bild 3-13 und Bild 3-14 angepasst, Bild 3-17.

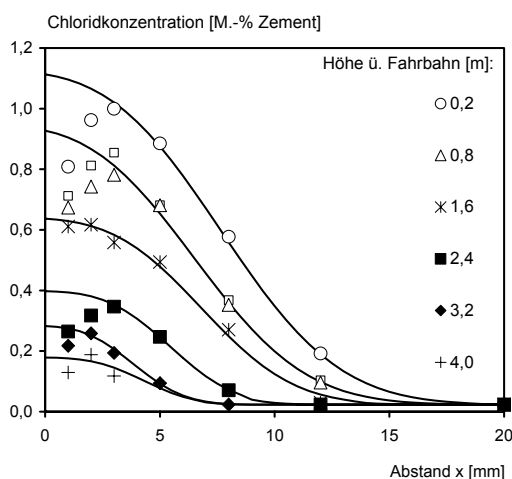


Bild 3-17:
Anpassung der Variablen des Modells nach Gleichung (2-30) (v und D_L zeitlich konstant) an jedes einzelne Chloridprofile aus Bild 3-13

Die Stützpunkte der Chloridprofile linksseitig des Maximums wurden bei der Regression vernachlässigt. Dies ist insofern eine gute Näherungslösung, da der oberflächennahe Abfall der Konzentration hauptsächlich durch ein Nachspülen des Chlorids durch chloridfreies Wasser hervorgerufen wird, vgl. Bild 3-7, also weiterhin ein Chlorideintrag über Konvektion stattfindet, siehe auch Kapitel 3.2.2.2.

Die gute Anpassung verdeutlicht, dass der Eintrag auch in großen Höhen über Fahrbahn gemäß dem gewählten Modell für Konvektion mit Dispersion stattfindet. Eine detaillierte Analyse und Quantifizierung der funktionalen Abhängigkeit der Regressionsvariablen von der Entfernung zur Straße erfolgt in Kapitel 5 und 6.

3.2.5.2 Zum Einfluss der Orientierung zum Verkehr und der Hauptwindrichtung

Der Einfluss der Entfernung zur Fahrbahn und der Orientierung zum Verkehr kann prinzipiell auch durch Bauwerksuntersuchungen quantifiziert werden. Ein direkter Vergleich ist aber auf Grund der meist voneinander abweichenden Betonzusammensetzung nicht möglich. Zur separaten Betrachtung des Einflusses der Orientierung unabhängig von der Betonzusammensetzung hat Lindvall [110] Mörtelproben einheitlicher Zusammensetzung an Randpfeilern zweier Brücken entlang einer schwedischen Autobahn im Zeitraum Februar bis Mai ausgelagert, Bild 3-18.

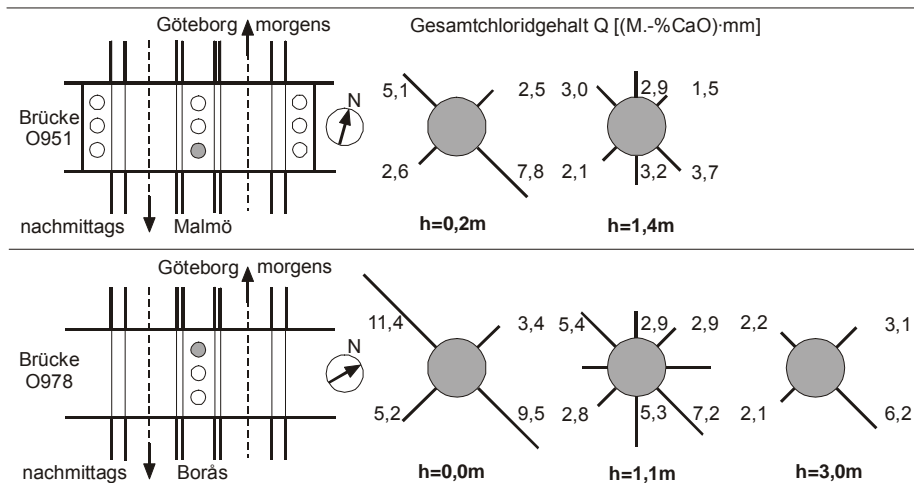


Bild 3-18: Integraler Gesamtchloridgehalt [(M.-% CaO)·mm] von Mörtelscheiben mit $\varnothing = 100$ mm identischer Zusammensetzung, Vorbehandlung und Alters ausgelagert an Randpfeilern zweier Brücken in Schweden auf unterschiedlichen Höhen h [m], horizontaler Abstand $a = 2$ bzw. 3 m zum Straßenrand, Auslagerung von Mitte Februar bis Mitte Mai 2001, Daten aus [110]

Die Proben mit $\varnothing = 100$ mm wurden mit unterschiedlicher Orientierung zum Verkehr und auf unterschiedlichen Höhen entlang des Pfeilerumfangs angebracht. Im Anschluss an die Auslagerung wurden Bohrmehlproben in rd. 12 Tiefenabstufungen bis in eine Tiefe von 25 mm durch Abdrehen der Oberfläche gewonnen und daran sowohl der Chloridgehalt, als auch jeweils der CaO-Gehalt zum Zweck der Zementgehaltsbestimmung analysiert. Die Daten wurden in tabellarischer Form der Öffentlichkeit zugänglich gemacht. Neben dem rein qualitativen Vergleich der Chloridprofile zog Lindvall den integralen Gesamtchloridgehalt Q als Interpretationskriterium heran.

Lindvalls Interpretation der Daten war im Wesentlichen, dass der Gesamtchloridgehalt bzw. die aus Chloridprofilen entsprechend der Methode in Bild 3-15 extrapolierte Oberflächenkonzentration c_s mit der Höhe abnimmt und die dem Verkehr zugewandte Seite stärker belastet wird, [116]. Bemerkenswert ist, dass sich trotz der gleichen Mörtelzusammensetzung, vergleichbarer Bauwerksgeometrie und ähnlicher klimatischer Bedingungen (Großraum Göteborg) im selben Auslagerungszeitraum erhebliche Unterschiede hinsichtlich der Oberflächenkonzentration c_s , der Eindringtiefe und des sich daraus ergebenden Gesamtchloridgehaltes in den Proben ergaben. Werden Chloridprofile unterschiedlicher Bauwerke für eine statistische Auswertung zusammengefasst, ist also prinzipiell mit hohen Streuungen zu rechnen. Ferner wies Lindvall darauf hin, dass Tausalz vornehmlich in der Nacht gestreut wird. Die größte Belastung sei demnach an solchen Flächen zu erwarten, die an Morgenstunden starkem Verkehr zugewandt sind. Ein solcher Trend lässt sich zwar aus Bild 3-18 ablesen. Die gemessenen Unterschiede lassen jedoch in Anbetracht des geringen Datenumfanges einen solchen Schluss nicht zwingenden zu.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden die Variablen des Modells nach Gleichung (2-30), mit v und D_L konstant, an die Chloridprofile aus [110] in gleicher Weise wie bereits in den vorangehenden

Kapiteln gezeigt angepasst. Eine detaillierte Analyse und Quantifizierung der Abhängigkeit der Regressionsvariablen von der Höhe über und Orientierung zur Straße erfolgt in Kapitel 5 und 6.

3.2.5.3 Zum Einfluss der Betonzusammensetzung

Nilsson et al. [80] lagerten im Zeitraum von rd. 1,5 Jahren Betonbalken ($300 \times 300 \times 400 \text{ mm}^3$) aus, die mit insgesamt rd. 40 unterschiedlichen Betonzusammensetzungen unter Variation des w/b-Wertes (0,3 bis 0,75), der Bindemittelart, des Herstellwerkes, ohne LP-Bildner oder mit 4,5 % Luftporen hergestellt wurden. Die Proben befanden sich unmittelbar hinter der Leitplanke auf Fahrbahnniveau, siehe Bild 3-12 und Bild 3-19.



Bild 3-19:
Foto der RV 40 Expositionsstation bei Borås in Schweden, siehe [93]

Im Anschluss an die Auslagerungszeit wurden Bohrkernne ($\varnothing = 75 \text{ mm}$) von den Oberseiten und den verkehrszugewandten, vertikalen Flächen im Nassbohrverfahren entnommen.

An den Bohrkernen wurde Bohrmehl durch Abdrehen der in Achsrichtung von jeweils 20 Schichten bis in eine Tiefe von rd. 60 mm gewonnen und sowohl auf den Chloridgehalt als auch auf den CaO-Gehalt (zur Bestimmung des Zementgehaltes) hin analysiert. Die Analysedaten wurden tabellarisch der Öffentlichkeit zugänglich gemacht, [80]. Die Chloridprofile wurden nach dem Prinzip in Bild 3-15 ausgewertet, aber keine weiteren funktionalen Zusammenhänge abgeleitet. Die Forschungsarbeit diente hauptsächlich dazu, anderen Forschern hochqualitative Chloridprofile für anderweitige Auswertungen an die Hand zu geben. Im Rahmen der hier vorliegenden Arbeit wurden die Variablen im gewählten Modell nach Gleichung (2-30), mit v und D_L als zeitunabhängige Variablen, an die Chloridprofile aus [80] angepasst, wie exemplarisch in Bild 3-20 gezeigt.

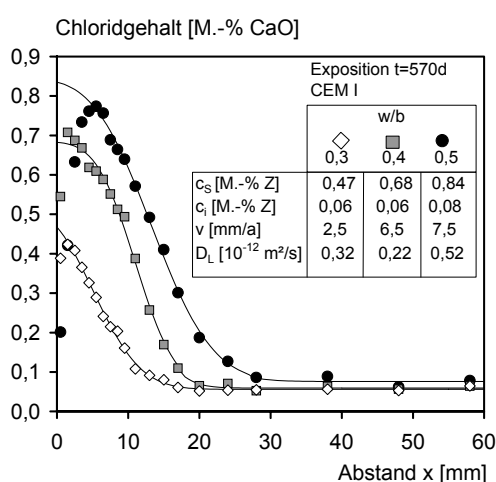


Bild 3-20:
Chloridprofile gewonnen an Betonbalken nach 1,5-jähriger Auslagerung (Beginn 11/96) entlang schwedischer Autobahn und Anpassung an Gleichung (2-16). Beton: CEM I, w/b = 0,30, 0,40 und 0,50; Daten aus [80]

Eine detaillierte Analyse und Quantifizierung der Abhängigkeit der Regressionsvariablen von der Betonzusammensetzung erfolgt in Kapitel 5 und 6.

3.2.5.4 Zum Einfluss der jahreszeitlichen Änderung und der Dauer der Chloridbelastung

An drei der im vorangegangenen Kapitel erwähnten Betonzusammensetzungen wurden über einen Auslagerungszeitraum von insgesamt 4,5-Jahren regelmäßig die Chloridverteilung bestimmt, wobei

Lindvall [93] auch die zeitliche Entwicklung der Chloridprofile während des ersten Jahres der Exposition in regelmäßigen Abständen bestimmte, wie bereits exemplarisch in Bild 2-15 gezeigt. Zum einen wurden die Chloridprofile mittels eines Diffusionsansatzes nach dem Prinzip in Bild 3-15 ausgewertet, zum anderen wurde der integrale Gesamtchloridgehalt in jeder Probe als Beurteilungskriterium benutzt. Die Hauptschlussfolgerungen waren, dass der Chlorideintrag im ersten Winter sehr rasch und danach deutlich langsamer stattfindet und die Oberflächenkonzentrationen entsprechend der Chloridbelastung von Winter zu Winter stark variieren.

In Kapitel 3.2.2.1 wurde ausgeführt, dass zur Berechnung aller im Modell enthaltenen Transportvariablen vier Chloridprofile zu unterschiedlichem Alter bekannt sein müssen. Dies ist durch die Daten von Lindvall [93] gegeben. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden alle Variablen in Gleichung (2-30) bis (2-35) außer c_s geschlossen an die Chloridprofile aus [93] angepasst, wie in Bild 3-21 gezeigt.

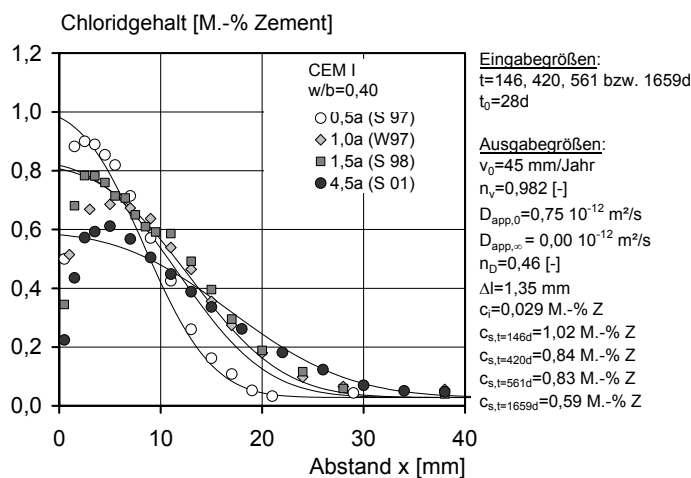


Bild 3-21:
Chloridprofile gewonnen an Betonwürfeln während 4,5-jähriger Auslagerung (Beginn 12/96) entlang Schwedischer Autobahn und geschlossene Anpassung an Gleichung (2-30) bis (2-33). Streusalzeinsätze (Winter 96/97: 126; 97/98: 157; 98/99: 151; 99/00: 141; 00/01: 71), Daten aus [93]

Nur die Oberflächenkonzentration c_s wurde für jedes Profil als individuelle Variable angesetzt, um der Fluktuation der Chloridbelastung Rechnung zu tragen.

Damit war die Kombination von 11 Variablen gesucht, welche die zu vier Zeitpunkten gemessenen Chloridprofile optimal beschreiben. Betrachtet man die Ergebnisse der Regressionsrechnung, so ist der hohe Altersexponent n_v auffallend, der die schnelle zeitliche Abnahme für die Geschwindigkeit der mittleren Konvektionstiefe $v(t)$ widerspiegelt.

Insgesamt kann mit dem gewählten Ansatz das zeitabhängige Verhalten gut beschrieben werden, wobei zu bemerken ist, dass es sich hierbei zunächst nur um die Kalibrierung des Modells durch einen Datensatz handelt. Eine unabhängige Überprüfung der Prognosepräzision eines so kalibrierten Modells ist mit dem vorhandenen Datensatz nicht möglich. Hierzu wäre ein weiteres Chloridprofil im Alter von deutlich über 4,5 Jahre notwendig gewesen.

Abweichungen ergeben sich insbesondere in Oberflächennähe durch die Fluktuation der Chloridbelastung. Die für die Depassivierung der Bewehrung relevanten Tiefenbereiche werden aber angesichts der Tatsache, dass alle Variablen gleichzeitig die gemessenen vier Profile beschreiben müssen, die Profile aber aus unterschiedlichen Probekörpern stammen, zufrieden stellend wiedergegeben. Das gewählte Modell kann folglich auch bei alternierender Chloridbelastung eingesetzt werden.

3.2.6 Bauwerksuntersuchungen

Weber [117] wertete Chloridprofile, die an fünf Stützwänden aus Stahlbeton entlang der Berliner Stadtautobahn gewonnen wurden, durch Anpassung an rein geometrische Funktionen aus, Bild 3-22.

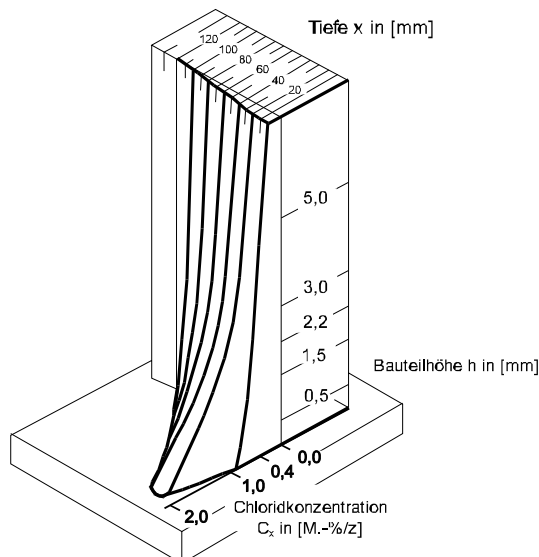


Bild 3-22:
An fünf Berliner Stützwänden ermittelte Chloridkonzentration c_x in Abhängigkeit von der Höhe über der Fahrbahn h und der Tiefe x , [117]

Die Kalibrierung eines Modells zum Chlorideintrag wurde nicht verfolgt. Weber stellte einen signifikanten Einfluss der Höhe über Fahrbahnniveau auf die Chloridverteilung im Beton fest. Insbesondere auf geringen Höhen waren geringe Konzentrationen in Oberflächennähe mit einem Maximum im Betoninnern zu beobachten, die als Auslaugvorgänge interpretiert wurden.

Im Forschungsvorhaben HETEK wurden an Pfeilern von fünf Straßenbrücken auf geringen Höhen über Fahrbahnoberkante sehr fein abgestufte Chloridprofile unter Angabe des tiefenabhängigen Zementgehaltes bestimmt. Die Daten wurden in Tabellenform veröffentlicht [118] und hier zur Modellkalibrierung herangezogen. Bild 3-23 demonstriert beispielhaft, dass das gewählte Modell auch die Chloridverteilung älterer Bauwerke zutreffend beschreibt. Wenige ähnlich fein abgestufte Chloridprofile aus Bauwerksuntersuchungen konnten der deutschen Literatur entnommen werden, [119, 120]. In Anbetracht der zu erwartenden Streuungen ist aber eine große Stichprobe an Chloridprofilen zur Kalibrierung eines probabilistischen Modells notwendig.

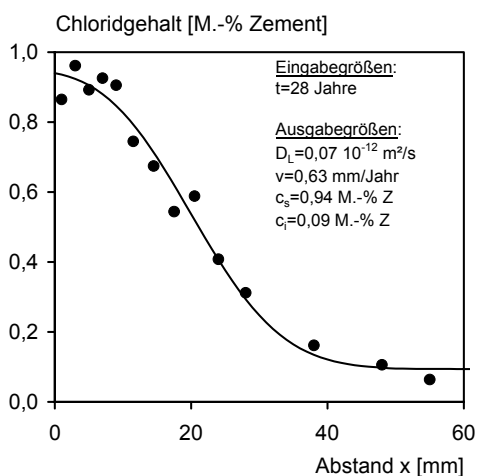


Bild 3-23:
Chloridprofil gewonnen an einem Brückenpfeiler entlang schwedischer Autobahn. Brücke: erbaut 1968, Alter zum Untersuchungszeitpunkt $t=28$ Jahre, durchschnittliche Streusalzmenge $1100 \text{ g}/(\text{m}^2 \cdot \text{a})$, Abstand der Entnahmestelle zur Straße: horizontal $a=170 \text{ cm}$, Höhe über Straße $h=20 \text{ cm}$, Daten aus [118]

Zur Beschaffung von Chloridprofilen aus Bauwerksuntersuchungen wurde im Rahmen dieser Arbeit deshalb eine breit gestreute Umfrage bei Verwaltungen auf Landes-, Regional- und Kommunalebene in Deutschland durchgeführt.

Neben allgemeinen Angaben zum Bauwerk (z. B. Alter, Standort, Verkehrsbelastung, Streusalzeinsatz, Betonzusammensetzung) wurden detaillierte Daten zur Lage der Probenahmestelle (z. B. Orientierung, Abstand zur Straße), Analysemethoden, Carbonatisierungstiefen, etc. erhoben. Die Datensammlung war auf vertikal aufgehende Flächen (z. B. Pfeiler, Stütz- und Widerlagerwände) oder solchen die oberhalb der Fahrbahn lagen (z. B. Unterseite von Brückenüberbauten, Tunneldecken) beschränkt. Weiterhin durften die Betonoberflächen nicht instand gesetzt worden sein. Von besonderem Interesse waren Stellen, an welchen zu verschiedenen Zeitpunkten untersucht worden war. Der weitest- und größte Anteil an Chloridprofilen wurde durch das Baureferat der Landeshauptstadt München (Stadtbereich München) und dem Landschaftsverband Rheinland zur Verfügung gestellt (Mittelpfeiler

von Brücken über die BAB A1 zwischen Kreuz Münster-Süd und Kamener Kreuz). Zeitreihen von Chloridprofilen an einzelnen Bauwerken lagen bei den deutschen Stellen nicht vor. Alle gesammelten Daten sowie die sich aus der Auswertung von Chloridprofilen ergebenden Kenngrößen wurden unter Angabe der Quelle und der im Fragebogen enthaltenen Aspekten auf einer Datenbank gespeichert.

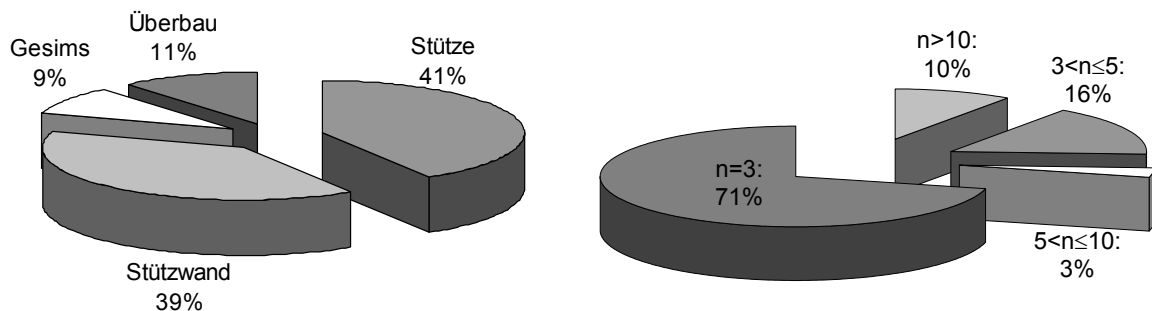


Bild 3-24: Aufteilung der rd. 435 ausgewerteten Chloridprofile aus 160 Betonbauwerken nach Bauteiltypen (links) und der enthaltenen Anzahl an Stützstellen n (Einzelproben) je Profil (rechts)

3.2.7 Fazit zum Datenbestand an Chloridprofilen

In der Literatur liegen qualitativ hochwertige Chloridprofile aus kapillaren Saugversuchen im Labor, Auslagerungsversuchen entlang von Straßen und Untersuchungen von Straßenbauwerken vor. Alle diese Untersuchungen haben gemein, dass die gemessenen Chloridprofile entweder über einen Diffusionsansatz oder rein geometrische Betrachtungen ausgewertet wurden. Keine dieser Arbeiten hat den Aspekt des konvektiven Eintrags in Kombination mit dem Effekt der Dispersion berücksichtigt. Die in diesen Arbeiten bestimmten Chloridprofile können aber genutzt werden, um Einflüsse auf die Variablen des hier aufgestellten Modells herauszufiltern und eine funktionale Abhängigkeit abzuleiten. Der Vorteil von Daten aus Labor- und Auslagerungsversuchen liegt grundsätzlich darin, dass bestimmte Einflüsse unter sonst gleichen Bedingungen betrachtet werden können. Hinsichtlich des Informationsgehaltes sind verschiedene Niveaus zu unterscheiden. Zusammengefasst kann der Datenbestand an Chloridprofilen hinsichtlich des Nutzens für eine Quantifizierung der Modellvariablen durch Kombination verschiedener Datenquellen entsprechend Tabelle 3-2 charakterisiert werden:

- ❑ Zum Teil lässt sich nur die **Signifikanz** eines Einflusses bestimmen, ohne dass dieser implizit im Modell berücksichtigt werden kann. Ein Beispiel hierfür ist der Wassergehalt des Betons vor dem Beginn des kapillaren Saugens. Da der Wassergehalt des Betons hier nicht separat modelliert wird, kann dieser Einfluss nur indirekt in zeitlich gemittelter Form, z. B. über die Entfernung zur Straße bzw. durch die Unterscheidung von Bauteilen mit oder ohne direkte Beregnung Eingang finden. Bei ausreichendem Stichprobenumfang lässt sich die Signifikanz durch statistische Verfahren überprüfen.
- ❑ Im Fall diskreter Einflüsse (z. B. Bindemittelgehalt) können die **relativen Änderungen** in Bezug auf eine Referenz (z. B. CEM I) betrachtet werden, um so den Vergleich von Datenquellen mit unterschiedlichen Absolutwerten zu ermöglichen.
- ❑ Lässt sich die Abhängigkeit einer Modellvariablen als stetige Funktion von einem Einfluss beschreiben, z. B. Konvektionsgeschwindigkeit $v = f(w/b\text{-Wert})$, dann ist die **Art der stetigen Funktion**, d. h. der mathematische Aufbau von Interesse, welcher durchaus aus einzelnen Quellen abzuleiten ist.

Tabelle 3-2: Zusammenstellung zum Datenbestand an Chloridprofilen entsprechend der jeweils betrachteten Einflüsse und des durch Kombination unterschiedlicher Quellen erzielbaren Nutzens für eine Quantifizierung der Modellvariablen

Quelle	Einfluss	Variable	Nutzen
60	Art des Kations (K, Na, Li, Ca)	v, D_L	Signifikanzprüfung
60	Wassergehalt vor Saugbeginn (1,7-3,9 %)	v, D_L	
60	Chloridkonzentration der Lösung (1-10 %)	v, D_L	
115	Direkte Berechnung (ja/nein)	c_s, v, D_L	Diskrete relative Änderungen
110	Orientierung zur Straße/ Hauptwindrichtung	c_s, v, D_L	Diskrete relative Änderungen + Streuung
60+80	Beton: Bindemittel	c_s, v, D_L	
60	Zementgehalt (300-400 kg/m ³)	v, D_L	
60	Größtkorn (8, 16, 32)	v, D_L	
60+80	ohne LP-Bildner bzw. mit 4,5 und 8 % Luftporen	c_s, v, D_L	
60+80	- w/b: 0,3-0,75 für CEM I - w/b: 0,3-0,5 für andere Bindemittel	c_s, v, D_L	Stetige Funktion + Streuung
60	Saugzeit (6-240h)	v, D_L	Art der stetigen Funktion
93	Expositionsdauer (Zeitreihen von 0,5 - 4,5 Jahren)	c_s, v, D_L	
115+110	Höhe ü. Fahrbahn (0-4 m)	c_s, v, D_L	Stetige Funktion + Streuung
118	Expositionsdauer bzw. Entfernung zur Straße:	c_s, v, D_L	
119	a) Betonzusammensetzung unbekannt → Annahme		
120	b) Expositionsdauer und Entfernung zur Straße (Höhe/ Abstand) vermischt		
Behörden	→ Multivariablenregression notwendig		

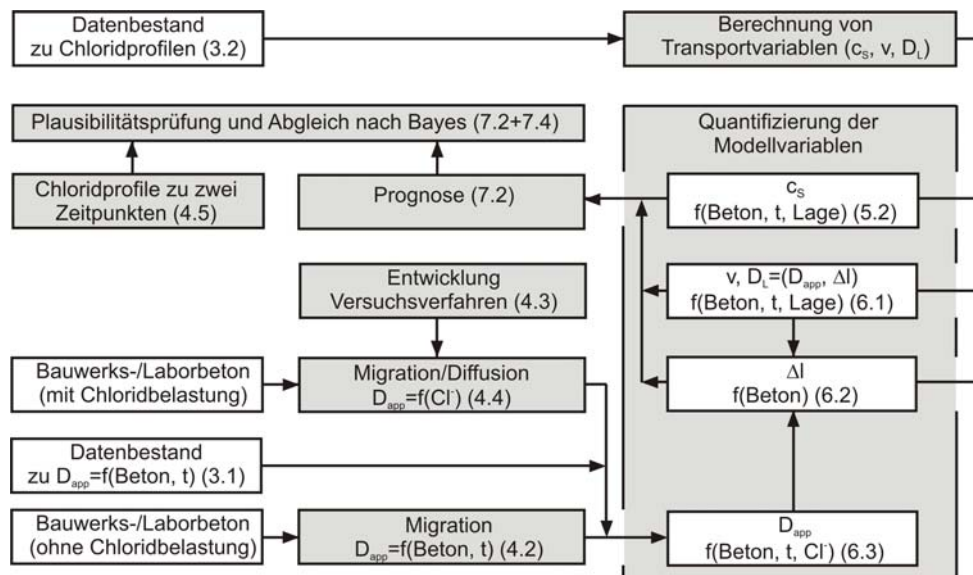
- Eine vollständige Beschreibung der Abhängigkeit einer Modellvariablen liegt aber erst dann vor, wenn sowohl die diskrete relative Änderung bzw. eine stetige Funktion, d. h. der Mittelwert, und die **Streuung** quantifiziert sind.
- Die Anzahl an vorhandenen Chloridprofilen zu einzelnen Einflüssen aus Labor- oder Auslagerungsversuchen ist aber meist zu gering, um darauf aufbauend eine statistische Auswertung vornehmen zu können. Aus diesem Grund wurden hier auch Chloridprofile in großem Umfang bei Verwaltungen von Straßenbauwerken gesammelt. Die Nachteile der Daten aus Umfragen bei Verwaltungen und die sich daraus ergebenden Konsequenzen sind wie folgt:
- Wichtige Begleitinformationen, wie z. B. die Betonzusammensetzung, sind in aller Regel nicht bekannt. Hier bleibt letztendlich nur die Möglichkeit einer sinnvollen Annahme für den Datenbestand im Ganzen übrig (z. B. übliche Bindemittelart und mittlerer w/b-Wert). Dies kommt im statistischen Sinne der Betrachtung einer inhomogenen Gruppe gleich und führt zwangsläufig zu erhöhten Streuungen. Die aus diesen Unsicherheiten erwachsenden Konsequenzen für eine Prognose und die Möglichkeiten für deren Zuschärfung durch den „Zukauf von Informationen“ werden in Kapitel 8.1 behandelt.
- Eine getrennte Betrachtung verschiedener Einflüsse ist für Chloridprofile aus Bauwerken in aller Regel nicht möglich, da diese gleichzeitig variieren, z. B. Expositionsdauer und Entfernung (Höhe und Abstand) zur Straße. Um mathematische Funktionen für diese Einflüsse ableiten zu können, müssen Multivariablenregressionen durchgeführt werden, aus denen sowohl der mittlere Trend als auch die Streuung um diesen hervorgehen.
- In aller Regel bestehen die Chloridprofile bei Verwaltungen nur aus wenigen (meist 3 Stützstellen). Mit dem weitaus größten Teil der Daten von Behörden kann deshalb keine Regressionsrechnung zur Bestimmung der Transportkenngrößen (v und D_L) des aufgestellten Modells durchgeführt werden. Gleichwohl können diese Chloridprofile benutzt werden, um den Einfluss der Entfernung zur Straße auf die Oberflächenkonzentration c_s und die dabei auftretende Streuung zu quantifizieren.

ren, indem z. B. die erste Stützstelle eines jeden Chloridprofils näherungsweise als Oberflächenkonzentration betrachtet wird.

4 Eigene Untersuchungen

4.1 Ziel und Vorgehensweise

- ❑ Die Verknüpfung der einzelnen Arbeitsschritte im Gesamtkonzept der Arbeit kann Bild 4-1 entnommen werden.
- ❑ Prinzipiell ist die Beziehung zwischen dem scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} als Modelleingangsgröße und dem schnell zu messenden Chloridmigrationskoeffizienten D_{RCM} näher zu hinterfragen. Der Datenbestand zum **Einfluss der Betonzusammensetzung und des Alters auf D_{RCM}** verdeutlicht aber vor allem, dass insbesondere Lücken zur zeitabhängigen Entwicklung dieser Variable infolge fortschreitender Hydratation bestehen, die in der vorliegenden Arbeit für den praxisrelevanten Bereich an Betonzusammensetzung weitgehend geschlossen werden sollten, Kapitel 4.2. Da in zeitabhängigen Untersuchungen im Labor naturgemäß meist nur kurze Zeiträume von wenigen Jahren erfassbar sind, die Hydratation vor allem von Betonen mit Flugasche- bzw. Hüttensand aber sehr lange fortschreiten kann, wurden auch Migrationsversuche an Proben aus älteren Bauwerken mit solchen Betonzusatzstoffen vorgenommen.
- ❑ Der Chloridmigrationsversuch ist in der bisher üblichen Ausführungsweise nicht auf Beton anwendbar, der bereits Chloride enthält. Die Untersuchung von Proben aus dem Bereich der Betondeckung bestehender Bauwerke ist folglich nicht möglich. Für diesen Anwendungszweck musste zunächst ein Verfahren entwickelt werden, mit dem der **Chloridmigrationskoeffizient von chloridhaltigem Beton** bestimmt werden kann, Kapitel 4.3.



f(.) Funktion bzw. abhängig von (.)
 Beton Betonzusammensetzung
 t Betonalter
 w Wassergehalt des Betons
 Cl⁻ Chloridgehalt des Betons

Bild 4-1: Verknüpfung der einzelnen Arbeitsschritte im Gesamtkonzept der Arbeit

- Wird der scheinbare Diffusionskoeffizient D_{app} durch Anpassung des einfachen Diffusionsansatzes nach Gleichung (2-8) an Chloridprofile von Meerwasserbauwerken errechnet und über die Zeit aufgetragen, ergibt sich eine Abnahme, welche in diesem Maß nicht allein auf die Hydratation des Betons zurückgeführt werden kann. Wechselwirkungen des Betons mit dem Meerwasser könnten hierfür verantwortlich gemacht. Neben Ablagerungsprozessen, die so nur im Meer aber nicht in einer Straßenatmosphäre stattfinden könnten, sind auch ionogene Interaktionen entsprechend Kapitel 2.2.4 für diesen hier als Abdichtung bezeichneten Effekt in Betracht zu ziehen. Ob dieser Abdichtungseffekt auch in Straßenbauwerken zu einer Abnahme von D_{app} führt, ist nicht bekannt. Ferner fanden Untersuchungen, die einer Abminderung der Eintragungsgeschwindigkeit mit steigender Chloridkonzentration nachwiesen [52], bislang nur unter stationären Bedingungen statt. Unter realen instationären Bedingungen könnte eine vorherige Absättigung von Bindungsplätzen aber auch einen beschleunigten Eintrag bewirken. Welche der Effekte über die zeitliche Entwicklung des scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} dominieren ist zu klären. Um differenzieren zu können, inwieweit für den Abdichtungseffekt die Betonzusammensetzung und das damit verbundene Hydratationsverhalten und/oder ggf. veränderte Transportmechanismen durch die Chlorideinwirkung ursächlich sind, sollten diese Einflüsse möglichst getrennt voneinander erfasst werden. Der **Einfluss der Chlorideinwirkung auf D_{app}** wurde an im Labor mit Chlorid belasteten Proben und solchen aus dem oberflächennahen, chloridbelasteten Bereich der Betondeckung von Bauwerken separat untersucht, Kapitel 4.4.
- Dem Faktor Zeit kommt bei Betrachtungen zur Dauerhaftigkeit naturgemäß eine Schlüsselrolle zu. Zur Entwicklung von Chloridverteilungen in einer Straßenumgebung liegen aber nur wenige Zeitreihen aus Auslagerungsversuchen über einen vergleichsweise kurzen Zeitraum vor. Deshalb wurde hier angestrebt, **Chloridprofile durch wiederholte Bohrmehlentnahme an Bauwerken** des vorliegenden Datenbestandes zu bestimmen, die a) einen unabhängigen Vergleich mit der Prognose auf Basis des aufgestellten Modells erlauben und b) mit deren Hilfe der Informationsgewinn durch regelmäßige Untersuchungen quantifiziert werden kann, Kapitel 4.5.

4.2 Migrationsversuche zum Einfluss der Zusammensetzung und des Alters von Beton

4.2.1 Versuchsdurchführung

Für den RCM-Versuch werden Beton- bzw. Mörtelzylinder ($\varnothing = 100$; $l = 200$ mm) hergestellt, einen Tag zum Erhärten in der Schalung im Feuchteschrank (20°C , >99 % r. F.) belassen und anschließend in chloridfreiem Wasser gelagert, um Carbonatisierung und Austrocknung zu unterbinden. Zur Prüfung werden die Zylinder in drei Teile mit einer Länge von $L = 50$ mm zersägt und anschließend im Ultraschallbad 15 Minuten gereinigt und entlüftet. Jede der drei Teilproben wird nach dem Messen der Probenlänge (1/10 m Genauigkeit) in einen elektrisch nicht-leitfähigen Gummischlauch eingebaut, so dass der Probenumfang mit dem Rand des Schlauches abschließt. Bei Abplatzungen bzw. Unebenheiten der Ränder, werden diese mit Wachs abgedichtet. Die Fixierung des Schlauchs gewährleisten zwei an den Probenenden angebrachte Rohrschellen. Die abgedichteten Proben werden auf einen in einem Behälter befindlichen Kathodenständer platziert, Bild 4-2.

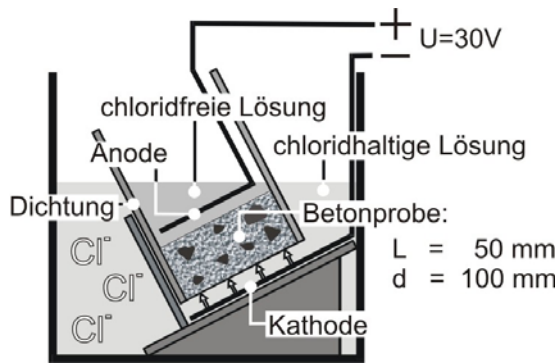


Bild 4-2:
Schematischer Aufbau des RCM-Versuchs

Der Behälter ist dann bis zum oberen Probenrand mit Chloridlösung (3 % NaCl in 0,2 molarer KOH-Lösung) zu füllen. In die Dichtungsschläuche wird eine chloridfreie 0,2 M KOH-Lösung bis zum Meniskus der außen anstehenden Chloridlösung eingefüllt. Danach werden Anodenbleche eingebracht.

Tabelle 4-1: Schätzwerte für die Prüfdauer auf Grund des zu Versuchsbeginn gemessenen Stromes I_0 ($U=30\text{ V}$), Tang [22]

Prüfstrom I_0 zu Versuchsbeginn für Prüfcylinder mit $\varnothing = 100\text{ mm}$	Versuchsdauer
[mA]	[h]
$I_0 < 5$	168
$5 \leq I_0 < 10$	96
$10 \leq I_0 < 30$	48
$30 \leq I_0 < 60$	24
$60 \leq I_0 < 120$	8
$120 \leq I_0$	4

Die Elektroden werden an ein Labornetzgerät angeschlossen, welches zwischen diesen eine Gleichspannung von 30 Volt einregelt. Der sich zwischen Anode und Kathode einstellende Strom wird zur Kontrolle aufgezeichnet.

Der Messstrom zu Versuchsbeginn lässt über Erfahrungswerte auf die Versuchsdauer schließen, die notwendig ist, um eine Eindringtiefe von etwa der halben Probenlänge zu erzielen, Tabelle 4-1. Während des Versuchs wird die Temperatur regelmäßig mit einer Genauigkeit von 0,1 °C gemessen.

Nach Beendigung des Versuchs werden die Probekörper ausgebaut, gespalten und zunächst mit dem Indikator Fluorescein (0,1 g Fluorescein in 100 ml einer 70%-igen wässriger Ethanollösung) und im Anschluss mit einer wässrigen Silbernitratlösung (0,1 N AgNO_3) besprüht. Nach einer gewissen Reaktionszeit (abhängig vom Beton) reagiert das Silbernitrat mit Chlorid zu Silberchlorid (Reaktion findet unter UV-Licht beschleunigt statt). Das Silberchlorid reagiert im Weiteren mit Fluorescein zu Eosin. Die Reaktionskette bewirkt insgesamt eine grau/violette Färbung des chloridhaltigen Betons, während sich die nicht chloridhaltige Betonfläche bräunlich färbt. Die Braunfärbung entsteht durch die Reaktion des Silbernitrats mit den Hydroxiden der Porenlösung zu Silberoxid, [121]:



Mit der Zeit wird die Betonoberfläche sehr dunkel, da durch den photochemischen Prozess das Silberchlorid und das Silberoxid zerfallen, wobei schwarzes Silber entsteht, [122].



Bild 4-3:
Im RCM-Versuch von Bildunterkante aus eingedrungene Chloridfront

Die Eindringtiefe wird in Abständen von 1 cm mit einer Genauigkeit von 1 mm entlang des Durchmessers abgelesen.

4.2.2 Herleitung zur herkömmlichen Auswertungsformel

Die Herleitung zur herkömmlicher Weise verwendeten Auswertungsformel für Migrationsversuche ist weitgehend der Arbeit von Tang [22] zu entnehmen. An dieser Stelle wird trotzdem der Zusammenhang zwischen dem scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} und der Migration im Detail aufgegriffen. Damit wird a) der Hintergrund für eigene Weiterentwicklungen bereit gestellt, b) die Basis für die Diskussion der Anwendungsgrenzen von Migrationsversuchen geschaffen und c) die nähere Betrachtung der Beziehung des scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} und des Migrationskoeffizienten D_{RCM} ermöglicht:

In einem elektrischen Feld werden Ionen in Richtung des Pols umgekehrten Vorzeichens beschleunigt und erreichen eine konstante Driftgeschwindigkeit, wenn die Reibungskraft der elektrischen Beschleunigungskraft entspricht. Bei diesem als Elektrophorese bezeichneten Vorgang ist die Driftgeschwindigkeit v der Ionen proportional zum Potentialgradienten U/L :

$$v = u \frac{U}{L} \quad (4-2)$$

v	Mittlere Driftgeschwindigkeit von Chlorid	[m/s]
u	Ionenmobilität	[m ² /(s·V)]
U	Aufgebrachte elektrische Spannung	[V]
L	Länge zwischen den Polen (Probenlänge)	[m]

Entsprechend der Beziehung nach Einstein gilt für die Ionenmobilität:

$$u = D_0 \frac{z \cdot F}{R \cdot T} \quad (4-3)$$

D_0	Intrinsischer Diffusionskoeffizient	[m ² /s]
z	Ladungszahl, für Chlorid: $z = 1$	[-]
F	Faradaykonstante, $F = 9,648 \cdot 10^4$	[J/(V·mol)]
R	Universelle Gaskonstante, $R = 8,314$	[J/(K·mol)]
T	Temperatur	[K]

Unter nicht-stationären Bedingungen (d. h. mit nicht-linearer Chloridbindung) und der Annahme, dass die Einstein Beziehung auch für konzentrierte Lösungen gilt, folgt für die Konzentrationsänderung infolge Migration:

$$\frac{\partial c_f}{\partial t} = - \frac{\partial J}{\partial x_L} = - \left(\frac{D_0}{1 + \frac{\partial c_g}{\partial c_f}} \right) \cdot \left(\frac{z \cdot F \cdot U}{R \cdot T \cdot L} \right) \cdot \frac{\partial c_f}{\partial x} = -D_{RCM} \cdot a \cdot \frac{\partial c_f}{\partial x} \quad (4-4)$$

siehe Gleichung (4-2) bis (4-3)

c_f	Freie Chloridkonzentration in Volumenelement Porenlösung	[kg _{Cl} /m ³]
t	Zeit	[s]
J	Ionenfluss	[kg _{Cl} /(m ² ·s)]
x_L	Koordinate entlang der (fiktiven) Flusslinie im Porensystem	[m _L]
x	Abstand zum Nullpunkt (Oberfläche)	[m]
c_g	Gebundener Chloridgehalt pro Volumenelement Porenlösung	[kg _{Cl} /m ³]
D_0	Intrinsischer Diffusionskoeffizient	[m ² /s]
D_{RCM}	Chloridmigrationskoeffizient	[m ² /s]

mit

$$a = \frac{z \cdot F \cdot U}{R \cdot T \cdot L} \quad (4-5)$$

siehe Gleichung (4-2) bis (4-3)

Bei Betrachtung reiner Migration ergäbe sich nach Gleichung (4-4) analog zur reinen Konvektion eine scharfe Chlorideindringfront. Dies bedeutet, dass die freie Chloridkonzentration c_f und damit die Bindekapazität $\partial c_g / \partial c_f$, anders als im Fall der Diffusion nach Gleichung (2-7), über die komplette Tiefe bis zur Eindringfront konstant ist. Daraus folgt ebenfalls, dass bei gleicher Eindringtiefe über Migration bzw. Diffusion die Bindekapazität im über Migration penetrierten Bereich im Vergleich zum Eintrag durch Diffusion absolut geringer wäre, wenn ein spontanes Gleichgewicht, also zeitunabhängiges Binden angenommen werden darf. Im Fall der reinen Migration kann der Term in der ersten Klammer von (4-4), also der Migrationskoeffizient D_{RCM} , deshalb als konstant betrachtet werden. Wird neben der Migration zusätzlich Diffusion berücksichtigt, siehe auch Gleichung (2-7), ergibt sich aus der Mengengleichung für die Konzentrationsänderung unter der Annahme, dass die viel langsamere Diffusion nur zu einer geringfügigen Verzerrung des Chloridprofils führt:

$$\frac{\partial c_f}{\partial t} = \left(\frac{D_0}{1 + \frac{\partial c_g}{\partial c_f}} \right) \cdot \left(\frac{\partial^2 c_f}{\partial x^2} - a \cdot \frac{\partial c_f}{\partial x} \right) = D_{RCM} \cdot \left(\frac{\partial^2 c_f}{\partial x^2} - a \cdot \frac{\partial c_f}{\partial x} \right) \quad (4-6)$$

Der Aufbau der Transportgleichung (4-6) ist vergleichbar mit jenem für den Transport infolge Konvektion und Dispersion mit örtlich konstantem Dispersionskoeffizienten nach Gleichung (2-14), wofür Tang ohne Bezug zum Konvektionsmodell die analoge analytische Lösung über eine Laplace Transformation fand, siehe [22]:

$$c_f(x, t) = \frac{c_0}{2} \cdot \left[\operatorname{erfc} \left(\frac{x - a \cdot D_{RCM} \cdot t}{2\sqrt{D_{RCM} \cdot t}} \right) + \exp(a \cdot x) \cdot \operatorname{erfc} \left(\frac{x + a \cdot D_{RCM} \cdot t}{2\sqrt{D_{RCM} \cdot t}} \right) \right] \quad (4-7)$$

siehe Gleichung (2-14) und (4-2) bis (4-6)

c_0 Chloridkonzentration der außen anstehenden Prüflösung

[kgCl/m³]

Entsprechend wie für Gleichung (2-14) für große Konvektionsgeschwindigkeiten gilt, dass der zweite Term gegen Null geht, ist dies für Gleichung (4-7) bei gegenüber gleichzeitig stattfindender Diffusion sehr großen Migrationsgeschwindigkeiten, also ausreichend großem elektrischen Spannungsgradienten U/L , der Fall. Wird unter dieser Voraussetzung die freie Chloridkonzentration gleich dem Farbumschlagpunkt c_d für die Indikatorlösung gesetzt, dann folgt:

$$c_d = \frac{c_0}{2} \cdot \left[\operatorname{erfc} \left(\frac{x_d - a \cdot D_{RCM} \cdot t}{2\sqrt{D_{RCM} \cdot t}} \right) \right] \quad (4-8)$$

c_d Chloridkonzentration, bei welcher ein Farbindikator einen eindeutigen Farbumschlag erzeugt

[kgCl/m³]

x_d Eindringtiefe von Chlorid gemäß Farbumschlag

[m]

Dabei gilt für die mittlere Chlorideindringtiefe μ_x (dem Wendepunkt des Chloridprofils) nach Abschluss eines Migrationsversuchs, vergleiche auch mit Bild 2-9:

$$\mu_x = a \cdot D_{RCM} \cdot t = x_d - \alpha \sqrt{x_d} \quad (4-9)$$

Auflösen von (4-8) nach dem Migrationskoeffizienten führt zu:

$$D_{RCM} = \frac{x_d - \alpha \sqrt{x_d}}{a \cdot t} \quad (4-10)$$

mit

$$\alpha = \frac{2}{\sqrt{a}} \cdot \xi \quad (4-11)$$

$$\xi = \operatorname{erf}^{-1} \left(1 - \frac{2c_d}{c_0} \right) \quad (4-12)$$

Von der Farbumschlagsgrenze x_d wird also über das Verhältnis der Farbumschlagkonzentration c_d zur Konzentration der Prüflösung c_0 auf die mittlere Chlorideindringtiefe μ_x und damit auf den Migrationskoeffizienten D_{RCM} geschlossen. Für die Auswertung von Chloridmigrationsversuchen entsprechend der Gleichungen (4-10) bis (4-12) muss also die Konzentration c_d bekannt sein, bei welcher der Indikator einen eindeutigen Farbumschlag erzeugt. Ionen reagieren nur mit dem Indikator, wenn diese frei löslich in der Porenlösung vorliegen. Otsuki et al. [121] stellten Proben mit unterschiedlichen Chloridkonzentration (0,1/ 0,25/ 0,5/ 1,0 und 2,0 M.-% Zement) im Anmachwasser her. Nach zweiwöchiger Lagerung wurden diese Proben gespalten und mit Indikator auf Silbernitratbasis besprüht. An solche Proben, an welchen ein klarer Farbumschlag erkennbar war, wurde Porenlösung durch Auspressen gewonnen. Die für einen Farbumschlag notwendige freie Chloridkonzentration c_d wurde zu 0,15 M.-% Zement ohne Angabe in Bezug auf die Porenlösung angegeben. Tang [22] übernahm diese Ergebnisse und ging von einem Porenvolumen der geprüften Betone von rd. 0,3 ml/g Zement aus, woraus sich $c_d = 0,14$ mol Cl/l ergibt. Weiter nahm Tang [22] an, dass durch den Auspressvorgang ehemals gebundene Chloride wieder freigesetzt werden. Er nahm einen maximalen Faktor für die Aufkonzentration von zwei an, woraus sich ein Wert von $c_d = 0,07$ mol Cl/l ergibt. Im Bewusstsein, dass neben den getroffenen Annahmen die Konzentration c_d vermutlich auch von der Hydroxidkonzentration im Beton abhängt, führte Tang [22] eine Fehlerberechnung durch. Unter den zuvor beschriebenen Versuchsbedingungen folgt dass ab einer Eindringtiefe von $x_d > 5$ mm, der Messfehler des Chloridmigrationskoeffizienten D_{RCM} weniger als 5 % beträgt, wenn die Farbumschlagkonzentration c_d um einen Faktor von 2,5 falsch abgeschätzt wird. Da die Eindringtiefe durch die Wahl der Versuchszeit sogar auf einen Wert von etwa 25 mm (halbe Probenhöhe) eingeregelt wird und der entstehende Fehler durch pauschale Wahl von c_d folglich sehr klein ist, setzte Tang [22] die Konzentration bei Farbumschlag unabhängig von der Betonzusammensetzung konstant zu $c_d = 0,07$ mol/l an. Auf diese Weise ist eine geschlossene Berechnung des Chloridmigrationskoeffizienten über die Messung der Eindringtiefe mit dem Farbindikator auf Silbernitratbasis möglich.

4.2.3 Einfluss der Dispersion auf den Migrationskoeffizienten

Die Fehlerbetrachtung nach Tang [22] ist nur unter der Annahme gültig, dass sich im Migrationsversuch eine relativ scharfe Eindringfront ergibt, die lediglich durch den Effekt der Diffusion verzerrt wird. Große Fehler bei der Schätzung des Farbumschlagpunktes c_d ergeben dann nur geringe Fehler hinsichtlich der so gemessenen Eindringtiefe x_d . Ferner ist der Migrationskoeffizient D_{RCM} in Gleichung (4-6) nur unter diesen Bedingungen als konstant über die Eindringtiefe anzusehen, was rein mathematisch die Grundvoraussetzung für die Anwendung der verwendeten analytischen Lösung der Transportgleichung ist.

Tang [22] berichtet allerdings selbst von stark verzerrten Profilen. Es stellt sich die Frage nach den Ursachen und der Relevanz dieser Abweichungen vom Modell, wofür Tang Unterschiede in der Porenverteilung und der Chloridbindungsrate in Erwägung zog, [22, 123].

Als Ursache für die beobachtete Abweichung wird in der vorliegenden Arbeit betrachtet, dass in der dargelegten Herleitung für den Zusammenhang des Chloridmigrationskoeffizienten nach Tang [22] bislang nur die Diffusion als Ursache für die Verzerrung der Chloridfront berücksichtigt wird. Dem muss entgegengehalten werden, dass selbst ohne Diffusion, d. h. bei einer scharfen Chloridfront in jeder einzelnen Kapillare, eine Verzerrung der Chloridverteilung im Beton auftreten würde. Denn durch die Gewundenheit des Porensystems entstehen Umwege in Bezug auf die betrachtete x-Richtung, die zu lokalen Geschwindigkeitsschwankungen gegenüber dem Mittel, also zu mechanischer Dispersion führen, siehe Kapitel 2.2.5. Für Migration mit Dispersion muss deshalb Gleichung (4-8) wie folgt lauten:

$$c_d = \frac{c_0}{2} \cdot \left[\operatorname{erfc} \left(\frac{x_d - a \cdot D_{RCM} \cdot t}{2\sqrt{D_L \cdot t}} \right) \right] = \frac{c_0}{2} \cdot \left[\operatorname{erfc} \left(\frac{x_d - a \cdot D_{RCM} \cdot t}{2\sqrt{D_{RCM}(1 + a \cdot \Delta l) \cdot t}} \right) \right] \quad (4-13)$$

c_d	Chloridkonzentration bei welcher ein Farbindikator einen eindeutigen Farbumschlag erzeugt	$[\text{kg}_\text{Cl}/\text{m}^3]$
c_0	Chloridkonzentration der außen anstehenden Prüflösung	$[\text{kg}_\text{Cl}/\text{m}^3]$
erfc	Komplement der Gaußschen Fehlerfunktion	
x_d	Eindringtiefe der Konzentration am Farbumschlagspunkt	$[\text{m}]$
a	siehe Gleichung (4-5), hier rd. 23.753	$[1/\text{m}]$
D_{RCM}	Chloridmigrationskoeffizient	$[\text{m}^2/\text{s}]$
D_L	Dispersionskoeffizient	$[\text{m}^2/\text{s}]$
Δl	Dispersivität (siehe (2-15))	$[\text{m}]$

Nachteilig an dem Zusammenhang nach (4-13) ist, dass alleine durch Messung der Eindringtiefe x_d über einen Farbindikator keine Lösung für den Migrationskoeffizienten D_{RCM} erzielt werden kann, da auch die Dispersivität Δl unbekannt ist. Dieses Problem kann dadurch gelöst werden, dass statt Aufsprühen eines Indikators, Chloridprofile an den Proben gewonnen werden und die Variablen in Gleichung (4-13) an diese Profile angepasst werden, wobei statt der Konzentration am Farbumschlagspunkt c_d dann die Konzentration $c(x)$ und statt der Eindringtiefe am Farbumschlagspunkt x_d allgemein die Tiefe x eingesetzt wird, Bild 4-4.

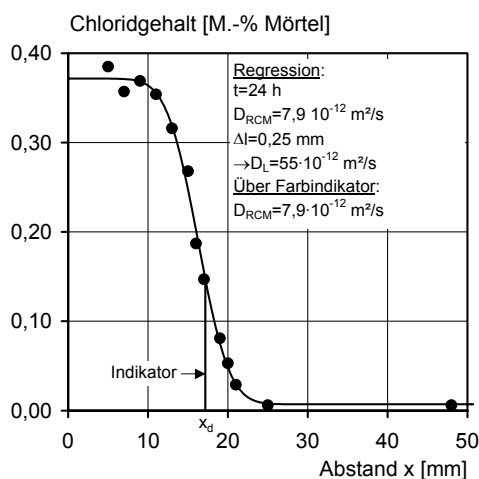


Bild 4-4:
Chloridprofil nach Durchführung eines Migrationsversuchs an Mörtel (CEM I, w/z = 0,5) gemäß DIN EN 197-1 [133] und Regressionsrechnung entsprechend Gleichung (4-13). Gemessene Eindringtiefe über Farbindikator $x_d = 17 \text{ mm}$

Bestimmt man auf diese Weise für das in Bild 4-4 gezeigte Chloridprofil sowohl den Chloridmigrationskoeffizienten D_{RCM} als auch die Dispersivität Δl , so zeigt sich, dass der Anteil der mechanischen Dispersion an der Verzerrung des Chloridprofils den Anteil der Diffusion deutlich überwiegt.

Durch die Dispersion liegt die Tiefe in der die Farbumschlagsgrenze sichtbar wird, deutlich weiter von der mittleren Eindringtiefe μ_x entfernt, als dies die Rechnung nach Gleichung (4-8) ausweist, siehe Bild 4-5. Wird die Eindringtiefe x_d über den Farbindikator gemessen, um darauf über Gleichung (4-8) indirekt auf die mittlere Eindringtiefe μ_x (den Wendepunkt des Profils) zu schließen, siehe Bild 4-5, dann wird in Konsequenz die mittlere Eindringtiefe μ_x und damit auch der Migrationskoeffizient D_{RCM} überschätzt.

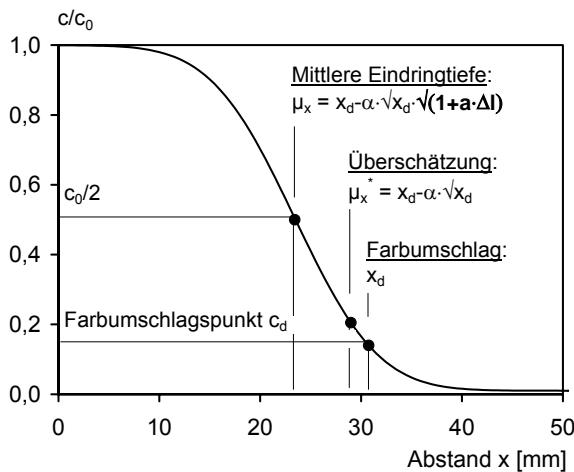


Bild 4-5: Theoretisches Chloridprofil entsprechend Gleichung (4-8) im Anschluss an RCM-Versuch mit $t = 24$ h, $D_{RCM} = 10 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$, Konstante $\alpha = 0,01 \text{ m}^{1/2}$, $a = 23.753/\text{m}$ und Dispersivität $\Delta l = 1 \text{ mm}$, sowie wahre mittlere Eindringtiefe μ_x und durch Unkenntnis der Dispersivität Δl überschätzte mittlere Eindringtiefe μ_x^*

Das Maß der Überschätzung steigt mit der Wurzel der unbekanntenen Dispersivität Δl . Die Überschätzung kann durch einen Testmethodenfaktor k_t korrigiert werden:

$$D_{RCM}^* = D_{RCM} \cdot k_t \tag{4-14}$$

- k_t Testmethodenfaktor, zur Umrechnung des Migrationskoeffizienten D_{RCM} nach Gleichung (4-8) in den Migrationskoeffizienten nach Gleichung (4-13) [-]
- D_{RCM}^* Migrationskoeffizient mit Berücksichtigung von Dispersion nach Gleichung (4-13) [m^2/s]
- D_{RCM} Migrationskoeffizient ohne Berücksichtigung von Dispersion nach Gleichung (4-8) [m^2/s]

Der Testmethodenfaktor lässt sich dadurch berechnen, indem sowohl Gleichung (4-8) als auch Gleichung (4-13) nach dem Migrationskoeffizienten D_{RCM} aufgelöst werden und die Differenz zwischen beiden Ausdrücken für D_{RCM} gebildet wird. Es ergibt sich der folgende Zusammenhang:

$$\frac{1 - k_t}{k_t} = \frac{\Delta D_{RCM}}{D_{RCM}^*} = \frac{(D_{RCM} - D_{RCM}^*)}{D_{RCM}^*} = \frac{\alpha \cdot (\sqrt{1 + a \cdot \Delta l} - 1)}{\sqrt{x_d} - \alpha \cdot \sqrt{1 + a \cdot \Delta l}} \tag{4-15}$$

- k_t Testmethodenfaktor, zur Umrechnung des Migrationskoeffizienten D_{RCM} nach Gleichung (4-8) in den Migrationskoeffizienten nach Gleichung (4-13) [-]
- ΔD_{RCM} Abweichung des Migrationskoeffizienten nach Gleichung (4-8) gegenüber Gleichung (4-13) [m^2/s]
- D_{RCM}^* Migrationskoeffizient ohne Berücksichtigung von Dispersion nach Gleichung (4-8) [m^2/s]
- D_{RCM} Migrationskoeffizient mit Berücksichtigung von Dispersion nach Gleichung (4-13) [m^2/s]
- α siehe Gleichung (4-11) und (4-12) [$\text{m}^{1/2}$]
- a siehe Gleichung (4-5) [$1/\text{m}$]
- Δl Dispersivität, siehe Gleichung (2-15) [m]
- x_d Eindringtiefe der Konzentration am Farbumschlagpunkt [m]

Für das in Bild 4-4 gezeigte Beispiel eines Mörtels ist die Überschätzung vernachlässigbar gering. Hier wurden aber auch Chloridprofile von Tang [22] ausgewertet, die nach Abschluss von Migrationsversuchen an Betonen bestimmt wurden. Rein visuell ist bereits aus Bild 4-6 zu erkennen, dass im Fall von Beton eine stärkere Verzerrung der Chloridprofile auftritt.

Dabei zeigt sich, dass die Dispersivität in der Größenordnung von $\Delta l = 1,0 \text{ mm}$ bei $w/z = 0,4$ und $\Delta l = 3,5 \text{ mm}$ bei $w/z = 0,75$ liegt. Geht man näherungsweise von einer linearen Abhängigkeit zwischen w/z -Wert und Dispersivität aus, ergibt sich aus Bild 4-4 und Bild 4-6, dass die Dispersivität von Beton um einen Faktor von rd. 7 höher liegt, als dies hier für Mörtel gleichen w/z -Wertes festgestellt wird. Unterschiede zwischen Mörtel und Beton sind bei gleichen Zementsteineigenschaften auf das Verhältnis von längstem zu kürzestem Fließweg zurückzuführen, Bild 4-7.

Denn in einem Migrationsversuch wird ein Chlorion grundsätzlich auf dem kürzesten Weg durch den Beton getrieben werden. Zuschläge stellen dabei Hindernisse da. Unmittelbar an der Oberfläche gibt

es Bereiche, wo ein Chlorion zwischen einzelnen Zuschlägen auf direktem Weg durch den Zementstein migrieren kann.

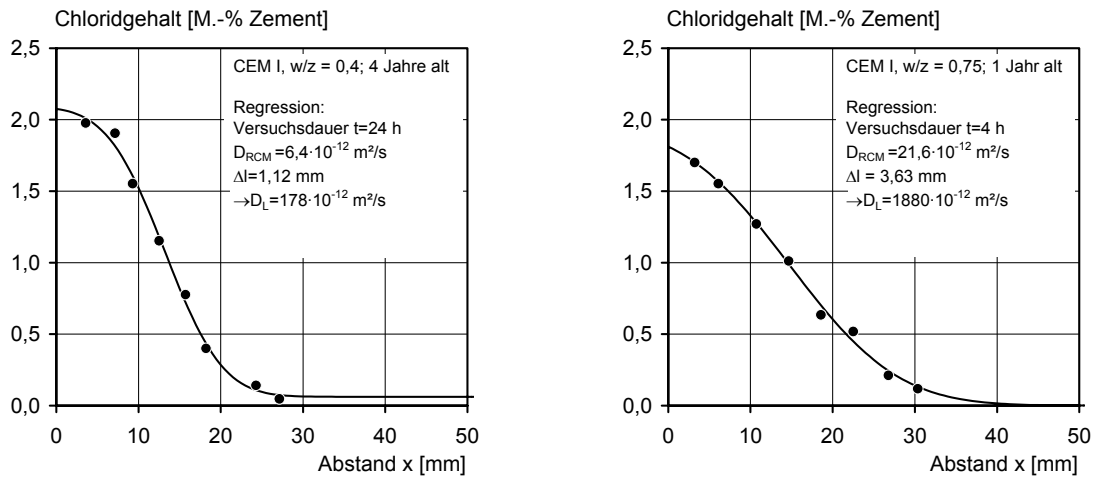


Bild 4-6: Beispiel für Chloridprofile nach Durchführung eines Migrationsversuchs an Beton, Chloridprofile aus [22]

Im anderen Extremfall beginnt ein Chlorion seinen Weg unmittelbar an der Oberfläche eines Zuschlagkorns. Durch die unterschiedlichen Fließweglängen wird die eindringende Chloridfront verzerrt, was durch die Dispersivität Δl ausgedrückt wird.

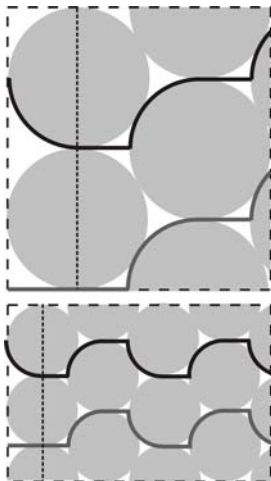


Bild 4-7: Modell zum Verhältnis von längster und kürzester Wegstrecke von Chlorid durch Betone mit unterschiedlichem Größtkorn eines Einkorngemischs in einem Migrationsversuch

Unterschiede in der Fließweglänge sind unter idealisierten Bedingungen nach Bild 4-7 nur im Bereich des ersten halben Korndurchmessers vorzufinden. Betrachtet man ein Volumenelement gleicher Länge, Bild 4-7, so ergibt sich mit abnehmender Größtkorngröße ein geringer Unterschied zwischen dem längsten und kürzesten Fließweg und damit eine geringere Dispersivität Δl . Wird die betrachtete Fließweglänge insgesamt größer, dann sinkt der Unterschied in der Weglänge und damit der Dispersivität ebenfalls.

Daraus wird auch deutlich, dass die Dispersivität Δl nicht nur vom Größtkorndurchmesser, sondern streng genommen auch von der insgesamt erzielten Eindringtiefe und damit auch von der Versuchszeit abhängt.

Mit steigendem w/z -Wert erweitert sich die Bandbreite der Porengrößen. Dies sollte auf die Migration von Chlorid keinen Einfluss haben, solange keine ionogenen Interaktionen bzw. Bindung an den Porenwänden stattfindet, da in Migrationsversuchen dann die einzelne Porengröße keine Bedeutung für die Transportgeschwindigkeit in einer Pore hat, weil diese einzig durch den elektrischen Spannungsgradienten kontrolliert würde. Die Ergebnisse in Bild 4-6 zeigen, dass die Dispersivität Δl im Migrationsversuch aber sehr wohl vom w/z -Wert abhängt. Dies ist damit zu erklären, dass mit sinkendem w/z -Wert die Bandbreite der Porengröße abnimmt und damit proportional die Häufigkeit von Interaktionen mit den Porenwänden steigt, wodurch Chlorid auf seinem Weg durch das Porensystem zunehmend gebremst wird. Durch diesen Effekt wird ebenfalls die Bandbreite zwischen den „schnellsten“

und „langsamsten“ Fließwegen reduziert, da die Untergrenze der Fließgeschwindigkeit stets durch Null begrenzt bleibt. Das Ergebnis ist eine abnehmende Dispersivität mit sinkendem w/z -Wert. Für Beton ergibt sich daraus nach Gleichung (4-15) eine **Überschätzung des Migrationskoeffizienten D_{RCM} von rd. 30 % bei $w/z = 0,4$ bzw. von rd. 40 % bei $w/z = 0,5$** , wenn die Eindringtiefe über einen Farbindikator gemessen wird und planmäßig die halbe Probenlänge ($x_d = 25$ mm) beträgt. Diese Größenordnungen werden bestätigt, wenn Ergebnisse von Wiens [57] für den Migrationskoeffizient D_{RCM} nach Gleichung (4-15) mit solchen von in Einlagerungsversuchen gemessenen scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} für gleiche Betone verglichen werden und dabei berücksichtigt wird, dass D_{RCM} die aktuellen und D_{app} die über die Zeit gemittelten Diffusionseigenschaften charakterisiert.

Im Sinne eines Fazits für die weitere Vorgehensweise sind folgende Fragen zu beantworten:

- ❑ **Ist die verwendete analytische Lösung der Differentialgleichung für Migration von Chlorid in einem elektrischen Feld überhaupt mathematisch korrekt?** Die Dispersion erzeugt ein Chloridprofil, das S-förmig verzerrt ist. Die Chloridkonzentration im Beton ist also über die Eindringtiefe nicht konstant. In Bezug auf Beton könnte von einer ortsabhängigen Bindekapazität und damit von einem ortsabhängigen Migrationskoeffizienten ausgegangen werden. Dann wäre die verwendete analytische Lösung für Migration mathematisch nicht korrekt. Betrachtet man dagegen den Ort des eigentlichen Transports genauer, nämlich die Pore im Beton, dann kann davon ausgegangen werden, dass die Konzentration in der Porenlösung bis zur Eindringfront des Chlorids in der Pore annähernd konstant ist. Die Verzerrung des Chloridprofils ist also zunächst nicht die Folge eines Konzentrationsgradienten in einer Pore, sondern die Folge der Gewundenheit der Pore als auch der zunehmenden Retardation der Chloridfront mit abnehmendem Porendurchmesser. Diese Annahme ist auch für ein netzwerkartiges Porengefüge wie das von Beton gültig, da die Einmündung einer Pore in eine andere Pore zwar zunächst lokal zu einer Aufkonzentration der Chloridlösung führt, an einer Verzweigung dagegen wieder von einem Ausgleich der Konzentration auszugehen ist. Die verwendete analytische Lösung darf also als eine mathematisch vertretbare Näherung betrachtet werden.
- ❑ **Können Migrationsversuche ausgenutzt werden, um die Dispersivität ΔI von Beton für Prognosen des Chlorideintrags über Huckepacktransport in Verkehrsbauwerke gemäß des hier aufgestellten Modells zu bestimmen?** Im Fall des kapillaren Saugens hängt a) die Sauggeschwindigkeit und b) die Wahrscheinlichkeit von Abstoßungsvorgängen (ionogenen Interaktionen) bzw. Chloridbindung von der Porengröße ab. Beides führt zu einer Abhängigkeit der Konvektionsgeschwindigkeit des Chlorids von der Porengröße. Da die Porengröße im Beton eine sehr weite Bandbreite aufweist, ergibt sich eine Verzerrung des Chloridprofils. Schließlich führen c) Zuschlagkörner zu unterschiedlichen Fliegeglängen und damit zu einer Dispersion. Im Fall der Migration führen nur die unter b) und c) genannten Aspekte zu einer Dispersion. Die Dispersivität ΔI des gleichen Betons ist im Migrationsversuch folglich geringer, als in kapillaren Saugversuchen. Migrationsversuche scheiden also als indirekte Methode für die Bestimmung der Dispersivität ΔI in Bezug auf den konvektiven Eintrag aus. Hier dürfen nur Chloridprofile herangezogen werden, die durch kapillares Saugen entstanden sind.

- **Wie ist die Beziehung von Migrationskoeffizient D_{RCM} und scheinbarem Diffusionskoeffizient D_{app} ?** Der scheinbare Diffusionskoeffizient D_{app} kann indirekt über Migrationsversuche ermittelt werden. Dabei wird der Migrationskoeffizient D_{RCM} als Äquivalent für den scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} betrachtet: $D_{app} = D_{RCM}$. Dies ist insofern gerechtfertigt, als dass die Ionenmobilität in einem elektrischen Feld, linear von dem scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} abhängt, siehe Gleichung (4-3) und (4-4).
- **Welchen Einfluss hat die Dispersion auf das Ergebnis des Migrationskoeffizienten?** Zur Berechnung von D_{RCM} muss die mittlere Chlorideindringtiefe μ_x im Anschluss an Migrationsversuche bekannt sein. Die mittlere Chlorideindringtiefe μ_x kann über Chloridprofile ermittelt werden, was allerdings zeit- und kostenintensiv ist. Stattdessen kann durch Messung der Tiefe x_d bis zur welcher ein Indikator einen Farbumschlag erzeugt, über das Verhältnis der Farbumschlagkonzentration c_d zur Konzentration der Prüflösung c_0 auf die mittlere Chlorideindringtiefe μ_x und damit auf den Migrationskoeffizienten D_{RCM} geschlossen werden, solange einzig und allein Diffusion die Ursache der Verzerrung des Chloridprofils ist. Da aber mechanische Dispersion um ein vielfaches mehr zur Verzerrung der Chloridfront in Migrationsversuchen führt, die Dispersivität Δl aber ohne Kenntnis der Chloridverteilung im Beton unbekannt bleibt, wird bei Vernachlässigung dieses Sachverhaltes die mittlere Eindringtiefe μ_x und damit der scheinbare Diffusionskoeffizient D_{app} überschätzt, wenn μ_x indirekt über einen Farbindikator ermittelt wird.
- **Wie groß ist das Maß der Überschätzung des scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} , der indirekt im Migrationsversuch mit Auswertung über einen Farbindikator bestimmt wird?** Das Maß der Überschätzung hängt von der Porengrößenverteilung, dem Größtkorndurchmesser und der sich daraus ergebenden Dispersivität Δl des Betons ab. Für Mörtel mit geringen Wasser-Zement-Verhältnissen ist diese Abweichung auf Grund der geringen Dispersivität Δl vernachlässigbar. Für Beton kann die Überschätzung entsprechend Gleichung (4-15) berücksichtigt werden. Hierbei können im Fall der Migration als Transportmechanismus Werte für die Dispersivität von rd. $\Delta l = 1,0$ mm bei $w/z = 0,4$ und rd. $\Delta l = 3,5$ mm bei $w/z = 0,75$ zu Grunde gelegt werden, die allerdings bislang nur aus wenigen bekannten Chloridprofilen nach Migrationsversuchen errechnet wurden. Als Folgerung hinsichtlich der Quantifizierung des geschwindigkeitsunabhängigen Anteil des Dispersionskoeffizienten D_L nach Gleichung (2-15), also des scheinbaren Diffusionskoeffizient D_{app} , kann festgehalten werden, dass dieser in guter Näherung durch Migrationsversuche unter Anwendung eines Farbindikators ermittelt werden kann. Es ist allerdings eine Abminderung entsprechend Gleichung (4-15) zu berücksichtigen, welche für Betone mit w/z -Werten von rd. 0,4 bzw. 0,5 in der Größenordnung von rd. 30 bzw. 40 % liegt.

4.2.4 Versuchsumfang

Betonmischungen wurden so hergestellt, dass jeweils nur eine Kenngröße der Zusammensetzung verändert wurde. Dies waren im Einzelnen der Zementgehalt, die Zuschlagsart und -form, der Gehalt an künstlichen Luftporen, der Fließmittelgehalt, das w/b -Verhältnis sowie die Bindemittelart. Diese Betonmischungen wurden im Alter von 28 Tagen geprüft. Die Abnahme des Migrationskoeffizienten D_{RCM} durch Hydratation wurde an Betonmischungen unter Veränderung der Bindemittelart, des Her-

stellwerkes (A bis D) und des w/b-Verhältnisses zu unterschiedlichen Zeitpunkten bis zu einem Alter von 2 Jahren untersucht. Als Bezug der Ergebnisse diente eine Referenzbetonmischung, die entsprechend DIN 1045-2 [100] als üblich zum Einsatz bei tausalzbeanspruchten Bauteilen betrachtet werden kann: 360 kg/m³ CEM I, w/b = 0,45, Moränekies (A/B 0/16 mm), ohne Zugabe von Luftporenbildner und einer Konsistenz F3 (Ausbreitmaß von 450 mm). Im Folgenden werden nur die essentiellen Folgerungen aus den Ergebnissen dargelegt. Details zu den geprüften Bindemitteln, Betonzusammensetzungen, Frischbetonkennwerten und Prüfergebnissen sind [137] zu entnehmen. Das 90 %-Quantil des Variationskoeffizienten von Wiederholungsmessungen (Gleichheit von Zusammensetzung, Labor, Prüfer), welches Gehlen [30] zu rd. 20 % bestimmte, wird im Folgenden als Beurteilungskriterium hinsichtlich der Signifikanz eines Einfluss auf den Migrationskoeffizienten herangezogen.

4.2.5 Einfluss des Bindemittelgehaltes

Zur besseren Übersicht zeigt Bild 4-8 den Einfluss des Bindemittelgehaltes nur für ausgewählte Bindemittel. Die vollständigen Ergebnisse sind [137] zu entnehmen. Bei den hier durchgeführten Versuchen wurde für ein konstantes Verhältnis von w/b = 0,45 der Zementgehalt im Bereich von 300 bis 450 kg/m³ geändert, was einem Zementsteinvolumen von rd. 230 bis 350 l/m³ entspricht. Die bereits in Kapitel 3.1 diskutierten Effekte einer Änderung des Bindemittelgehaltes halten sich im praxisüblichen Bereich die Waage.

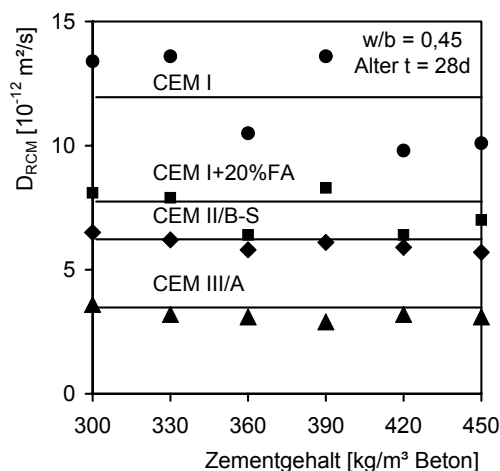


Bild 4-8: Einfluss des Zementgehaltes bzw. des Zementsteinvolumens auf den Chloridmigrationskoeffizienten D_{RCM}

Der Einfluss des Bindemittelgehaltes ist unabhängig von der Bindemittelart als nicht signifikant einzustufen.

4.2.6 Einfluss von Zuschlagsart und -form

Als Referenzzuschlag diente Münchner Moränekies. Dieser wurde systematisch gegen entweder gebrochenen Zuschlag desselben Zuschlagwerkes bzw. durch Zuschlag aus dem Main und Rhöngebiet ausgetauscht. Die Zusammensetzung der drei verwendeten Fraktionen 0/4, 4/8 und 8/16 mm entsprachen den Anforderungen an eine Sieblinie A/B 0/16 mm nach DIN 1045-2 [100].

Wurde Kies gegen Splitt des gleichen Herstellwerkes ausgetauscht ergab sich ein Anstieg von D_{RCM} von rd. 7 %. Dagegen bewirkte ein Austausch gegen Basaltsplitt (Rhön) eine Reduktion um 11 %. Die wenigen durchgeführten Versuche zeigten folglich weder einen klaren Trend noch signifikante Differenzen im Vergleich zur Wiederholpräzision von 20 %. Wurde der Referenzsand durch bekanntermaßen poröseren Mainsand ersetzt, ergab sich ein um 5 % geringer Wert für D_{RCM} . Dagegen ließ sich bei komplettem Austausch des Zuschlages gegen Mainzuschlag eine Zunahme um 17 % feststellen.

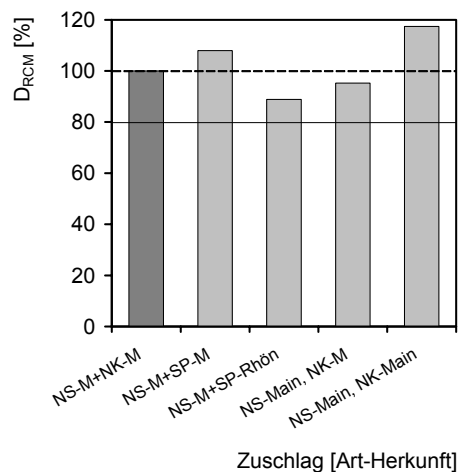


Bild 4-9:

Einfluss von Zuschlagart (NS: Natursand, NK: Naturkies, SP: Splitt) und Herkunft (M: Münchner Moräneebene; Rhön und Main) auf den Chloridmigrationskoeffizienten D_{RCM} [%] in Bezug auf Referenz (Naturzuschlag München)

Auch der Einfluss der Zuschlagherkunft ist demnach nicht gegeben. Zusammengefasst kann der Einfluss von Zuschlagart und -form zumindest für Natursand und -kies als auch Splitt vernachlässigt werden. Signifikant höhere Werte für D_{RCM} sind allerdings bei Verwendung von rezykliertem Betonbrechsand zu erwarten, wovon Friedl [124] auf Basis systematischer Migrationsversuche ab-rät.

4.2.7 Einfluss künstlicher Luftporen

Der Gehalt an künstlichen Luftporen der hier untersuchten Betone wurde zwischen 0,3 (ohne LP-Bildner) und bei Zugabe von LP-Bildner auf 6,0 bzw. auf praxisunübliche 10,0 V.-% eingestellt. Einführen künstlicher Luftporen bewirkte eine max. Verringerung des Migrationskoeffizienten um 4 %, was verglichen mit der Wiederholpräzision der Prüfmethode als nicht signifikant einzustufen ist.

4.2.8 Einfluss des Fließmittelgehaltes

Zunächst wurde Beton entsprechend der Referenzzusammensetzung ohne Zugabe eines Fließmittels hergestellt und daran die Konsistenz bestimmt. Aus diesem Beton wurden Probekörper hergestellt und unmittelbar folgend zum verbleibenden Beton ein Fließmittel (Melamin-/Naphthalinsulfonat) unter kurzem erneuten Mischen schrittweise zugeben. Nach jeder Zugabe erfolgten in gleicher Weise die Konsistenzbestimmung sowie die Herstellung von Proben. Die maximale Änderung des Migrationskoeffizienten von rd. 6 % (ohne Trend) zeigen, dass innerhalb des untersuchten praxisnahen Bereichs von 0,3 bis 2,2 M.-% Z die Fließmitteldosis für den benutzten Fließmitteltyp und die damit erzielten Konsistenzklassen von C1 (steif) bis F4 (sehr weich) nach DIN 1045-2 [100] keinen Einfluss auf den Migrationskoeffizienten ausüben.

4.2.9 Einfluss des Wasser-Zement-Verhältnisses

Der Einfluss des w/b-Verhältnisses wurde nur für Beton mit CEM I 42,5 R (Werk B) im Bereich von 0,40 bis 0,60 in Schrittweiten von 0,05 bei einem konstanten Zementleimvolumen (278 l/m^3) untersucht. Betonmischungen zur zeitabhängigen Betrachtung von D_{RCM} wurden hier dagegen mit unterschiedlichen Bindemitteln und w/b = 0,40/ 0,45/ 0,50, jedoch stets bei gleichem Zementgehalt hergestellt. Die Veränderung des w/b-Verhältnisses ging im letzt genannten Fall folglich gleichzeitig mit einer Veränderung des Zementleimvolumens einher. Gehlen [30] prüfte ebenfalls Betone im Alter von 28 Tagen, wobei das w/b-Verhältnis bei konstantem Zementgehalt von 320 kg/m^3 in den gleichen Grenzen variierte. Wie zuvor gezeigt, übt die damit gleichzeitige Änderung des Zementsteinvolumens aber keinen Einfluss auf den Migrationskoeffizienten aus. Eigene Versuche bei variablem bzw. kon-

stantem Zementsteinvolumen können folglich mit jenen aus Untersuchungen von Gehlen [30] kombiniert werden, Bild 4-10.

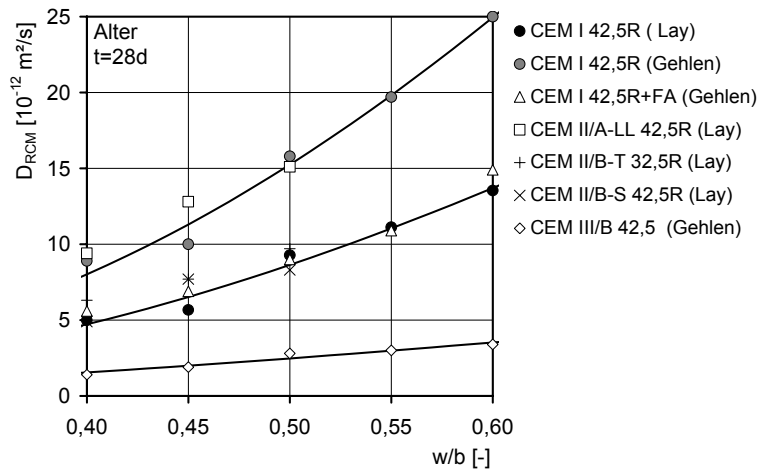


Bild 4-10: Abhängigkeit von D_{RCM} vom w/b-Verhältnis für unterschiedliche Bindemittelarten im Alter von 28 Tagen. Daten aus eigenen Versuchen und von Gehlen [30]

Es zeichnet sich danach eine exponentielle Abhängigkeit ab, Bild 4-10. Die Ursachen hierfür werden eingehend im Rahmen der Quantifizierung in Kapitel 6.3.1 behandelt.

4.2.10 Einfluss des Bindemittels und des Betonalters

Die Abnahme des Migrationskoeffizienten mit der Zeit ist ein Vorgang der vornehmlich von der Art des Bindemittels beeinflusst wird. Für Betone die mit Zusatzstoffen wie Hüttensand bzw. Flugasche hergestellt werden, erstreckt sich die Hydratation bekanntlich über Zeiträume, die in Laboruntersuchungen in der Regel nicht vollständig erfasst werden können. Aus diesem Grund wurde folgende Strategie für Betone mit Zusatzstoffen gewählt:

- Untersuchung von im Labor hergestellten, unter Wasser gelagerten Betonproben mit dem herkömmlichen Chloridmigrationsversuch → hydrationsbedingte Entwicklung des Migrationskoeffizienten $D_{RCM}(t)$ in den ersten 2 Jahren
- Untersuchung „alter“, z. T. mit Chlorid belasteter Betonproben, vornehmlich aus bestehenden Bauwerken mit dem hier entwickelten Jodidmigrationsversuch → sich unter baupraktischen Bedingungen einstellender Endwert des Migrationskoeffizienten $D_{RIM,t=\infty} = D_{RCM,t=\infty}$.

zu a) Untersuchungen an Laborbetonen:

In die Untersuchungen zum zeitabhängigen Verhalten von Betonen mit unterschiedlichen Bindemitteln waren im Einzelnen einbezogen: CEM I der Festigkeitsklassen 32,5 R, 42,5 R, 52,5 R sowie Kompositzemente des Typs CEM I+FA (15 % Flugasche mittlerer Feinheit), CEM II/A-LL 42,5 R (15 % Kalksteinmehl), CEM II/B-S 32,5 R und 42,5 R (31 % Hüttensand), CEM II/B-T 32,5 R (23 % Ölschiefer), CEM III/A 32,5 (51 % Hüttensand) und CEM III/B 32,5 (72 % Hüttensand), alle gemäß DIN EN 197-1 [136].

Alle Untersuchungen fanden mit dem herkömmlichen Versuchsverfahren nach Kapitel 4.2.1 statt. Für Betone mit CEM I führte eine Steigerung der Nennfestigkeit von 32,5 auf 42,5 im Fall der hier betrachteten Herstellwerke (A, B) unabhängig vom Betonalter zu rd. 40 bis 50 % geringeren Migrationskoeffizienten des damit hergestellten Betons, Bild 4-13.

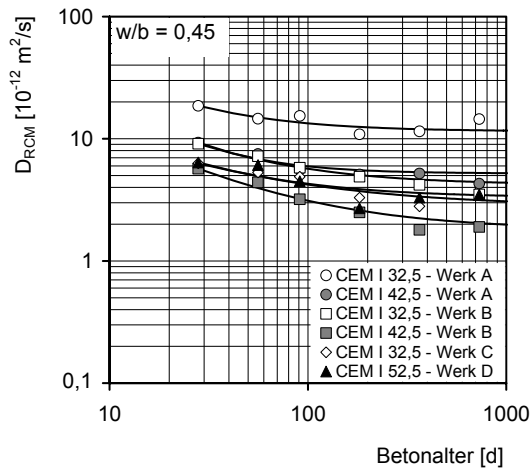


Bild 4-11:
Bandbreite des Chloridmigrationskoeffizienten D_{RCM} von Beton hergestellt mit CEM I in Abhängigkeit von der Klinkerherkunft (Herstellwerk) und der Nennfestigkeit

Die Unterschiede zwischen Zementen gleicher Festigkeit aus verschiedenen Werken liegen allerdings in der gleichen Größenordnung, wobei diese mit dem Alter sogar auf einen Faktor von rd. 2,5 anwachsen. Für andere Bindemittel wurde zum größten Teil nur CEM I der gleichen Nennfestigkeit und eines Werkes untersucht.

Zur Bereitstellung einer ausreichend großen Stichprobe erschien es deshalb angebracht, ausschließlich nach der Art, jedoch nicht nach Festigkeit und Herkunft des Zementes zu differenzieren. In Bild 4-12 wurden die Ergebnisse aus unterschiedlichen Herstellwerken, Zementfestigkeiten und w/b-Werten (0,40; 0,45 und 0,50, d. h. im Mittel 0,45) zusammengefasst, woraus sich eine Anzahl an Messreihen von $n = 3$ bis 6 für jede Bindemittelart ergibt.

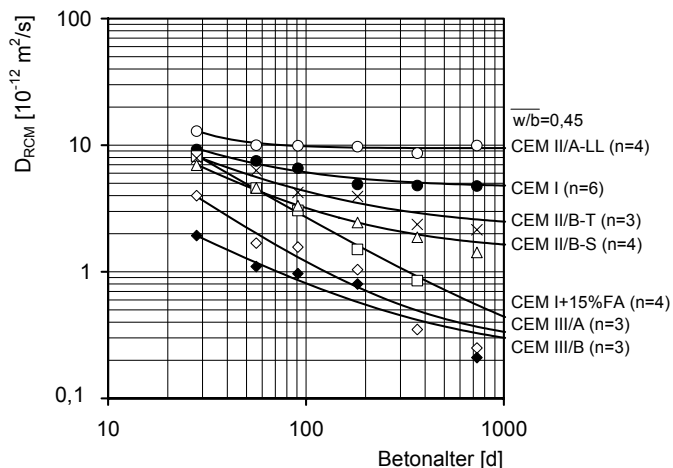


Bild 4-12:
Migrationskoeffizient D_{RCM} in Abhängigkeit vom Bindemittel und dem Betonalter bei ständiger Lagerung unter Wasser (20°C). Messserien n ergeben sich durch Zusammenfassung von Ergebnissen für Betone mit Bindemitteln verschiedener Werke und der Serien mit $w/b = 0,40, 0,45$ und $0,50$, d. h. im Mittel $w/b = 0,45$

zu b) Untersuchungen an „alten“ Bauwerksbetonen mit Zusatzstoffen:

Aus Bauwerken bzw. ausgelagerten Proben mit Zusatzstoffen (Flugasche, Silikastaub) bzw. Zuschlagstoffen (Hüttensand, Kalksteinmehl) wurden entsprechend der Aufstellung nach Tabelle 4-2 Bohrkerne entnommen. Je Probenserie wurden 3 bis 6 Teilproben mit Durchmesser $\varnothing = 100$ mm und $L = 50$ mm zunächst innerhalb von rd. 8 bis 12 Wochen unter Vakuum bis zur Massenkonstanz mit Wasser gesättigt und anschließend mit dem entwickelten Jodmigrationsversuch nach Kapitel 4.3 geprüft.

Tabelle 4-2: Übersicht zu untersuchten Bauwerksbetonen ohne und mit Zusatz- bzw. Zusatzstoffen und Ergebnisse (Mittelwert m und Variationskoeffizient V) zum gemessenen Jodmigrationskoeffizient D_{RIM}

Entnahmeort	Herstellung/ Alter [a]	Bindemittel Typ (heutige Bezeichnung)	Gehalt ¹⁾ [kg/m ³ B]	w/b [-]	D_{RIM}	
					m [10 ⁻¹² m ² /s]	V [%]
Stützwand ING ^{2), 3)}	1982/ 19	CEM I 42,5R	370	0,50	7,6	24
Brückenpfeiler CA ^{2), 3)}	1967/ 34	CEM I 32,5N	320	0,44	7,3	16
Widerlager HOF ^{2), 3)}	1963/ 38	CEM I 32,5N	320	0,48	5,2	18
Brückenpfeiler HOF ^{2), 3)}	1963/ 38	CEM I 32,5N	330	0,40	5,2	19
Betonfahrbahn vgl. auch [125] (Kraftwerksstraße) ^{3), 5)}	1990/ 14	CEM I 32,5R	330	0,44	2,7	49
	1990/ 14	CEM I 32,5R + 25 % FA	270+90	0,42	0,1	22
Untersicht Brückenüberbau ⁴⁾	1993/ 11	CEM I + 26 % FA	290+101	0,50	0,8	50
Brückenpfeiler ⁴⁾	1993/ 11	CEM I + 28 % FA	341+130	0,43	0,6	71
Laborprobe frei bewittert ³⁾	1998/ 6	CEM III/A 32,5	380	0,50	0,8	52
Brückenpfeiler ³⁾	1990/ 14	CEM III/A 42,5 + 8% FA	360+30	0,49	0,5	54
Betonfahrbahn Autobahn (Randstreifen) ⁴⁾	1994/ 10	CEM I + 5 % SF	400+20	0,34	0,5	43
Brückenpfeiler ⁴⁾	1990/ 14	CEM III/A-LL 42,5R + 8 % SF	450+37	0,35	3,5	34

¹⁾ Gehalt an Zement + Zusatzstoffen (FA: Flugasche; SF: Silikastaub)

²⁾ weitere Bauwerksdetails finden sich in Tabelle 4-5

³⁾ Deutschland

⁴⁾ Finnland

⁵⁾ Versuchsstrecke: Hälfte der Fahrbahn wurde mit bzw. ohne Zusatz von FA hergestellt

In wieweit die zeitliche Entwicklung der an unter Wasser gelagerten Laborbetone auf Bauwerksverhältnisse zu übertragen ist, kann mit den vorliegenden Untersuchungen nicht eindeutig geklärt werden. Prinzipiell ist davon auszugehen, dass die Hydratation unter Bauwerksverhältnissen durch die kürzere und schlechtere Nachbehandlung langsamer stattfindet und ein geringerer Endhydratationsgrad im Vergleich zur Wasserlagerung erreicht wird. Dies wird tendenziell durch den Vergleich von Bild 4-12 und den Ergebnissen in Tabelle 4-2 bestätigt. Die Ergebnisse verdeutlichen aber in jedem Fall auch, dass die Funktionen nach Bild 4-12 gute Schätzwerte für den sich in der Praxis einstellenden Endwert des Migrationskoeffizienten darstellen.

4.3 Entwicklung eines Migrationsversuchs zur Anwendung auf chloridhaltigen Beton

4.3.1 Entwicklungsbedarf

Hier wurde der Frage nachgegangen, inwieweit eine vorherige Chloridbelastung einen Einfluss auf den Eintrag weiteren Chlorids ausübt. Die Grundidee liegt darin, Betone mit und ohne Chloridbelastung im Migrationsversuch zu prüfen, um ggf. vorhandene Unterschiede zu quantifizieren. Die Prüfung von chloridhaltigen Betonen war aber bislang mit dem herkömmlichen RCM-Test nicht möglich, weil bereits enthaltene Chloride a) z. T. während des Versuchs transportiert werden und b) mit dem herkömmlichen Silbernitrat-Indikator reagieren. Dies hat zur Konsequenz, dass die Eindringtiefe der während des Versuchs eingedrungenen Chloride über einen Indikator nicht eindeutig zu bestimmen ist. Dieses Problem ist nur bedingt durch äußerst zeit- und kostenintensive Chloridprofilbestimmungen im Anschluss an den RCM-Test zu lösen, da bereits zuvor enthaltene und während des Versuchs eingedrungene Chloride bei zuvor ungleichmäßiger Verteilung schwerlich voneinander unterschieden werden können.

Der hier entwickelte Lösungsansatz besteht darin, Chlorid im Migrationsversuch durch ein anderes Ion mit ähnlichen Eigenschaften zu ersetzen und einen adäquaten Indikator zur Bestimmung der Eindringtiefe zu finden, der die folgenden Voraussetzungen erfüllt:

- Das transportierte Ion ist höchstens in Spuren in den Ausgangsstoffen des Betons enthalten.
- Der Indikator reagiert ausschließlich mit dem transportierten Ion.
- Die Ion/ Indikator-Kombination erzeugt einen eindeutigen Farbumschlag auf der Oberfläche von gespaltenen Betonprobekörpern.

4.3.2 Untersuchte Ionen und korrespondierende Indikatoren

Verschiedene Ionen bzw. Moleküle, welche ein vermeintlich ähnliches Verhalten wie Chlorid im Beton aufweisen und entsprechende Indikatorensysteme wurden zuerst im Reagenzglas (in vitro) geprüft. Alle in vitro Tests wurden in einer gesättigten Kalziumhydroxidlösung durchgeführt, um die Alkalität der Betonporenlösung nachzustellen. Ionen/ Indikator-Kombinationen mit einem starken Farbumschlag im Reagenzglas wurden dann durch Besprühung von Betonoberflächen auf Ihre Anwendbarkeit als Indikator auf Beton überprüft, Tabelle 4-3.

Tabelle 4-3: Untersuchte Ion/ Indikator-Kombinationen

Ion bzw. Verbindung	Indikator	Farbumschlag in vitro
SCN ⁻	Fe(NO ₃) ₃ +HAc	Orange
S ⁻	Co(NO ₃) ₂ ·6H ₂ O	Schwarzer Niederschlag
S ⁻	Zn	Weiß
S ⁻	C ₈ H ₁₄ Cl ₂ N ₂ +FeCl ₃	Dunkelblau
KMnO ₄	ohne (Eigenfarbe des gelösten KMnO ₄)	Violett
J ⁻	(NH ₄) ₂ S ₂ O ₈ +C ₆ H ₁₀ O ₅ +HAc	Hellblau
J	KJO₃+C₆H₁₀O₅+HAc	Dunkelblau

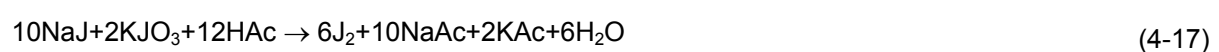
Als am besten geeignete Kombination (letzte Zeile in Tabelle 4-3) hinsichtlich der o. g. Kriterien stellte sich die Reaktion von Jodid mit Jodat zu Jod und der Folgereaktion mit Stärke zu einem Jod-Stärke-Komplex heraus. Jodid reagiert mit Jodat nicht in einem alkalischen Milieu. Daher muss der pH-Wert der gebrochenen Betonoberfläche durch Aufsprühung von Säure reduziert werden:

- Verdünnte Schwefelsäure erzeugt das Ausfällen von Gips.
- Die eisenhaltigen Bestandteile des Betons erzeugen einen gelb-braunen Niederschlag mit verdünnter Salzsäure.
- Die geringsten Ausfällungen ergeben sich durch Aufsprühung von Essigsäure (HAc). Die Reaktion von Essigsäure mit dem Kalziumhydroxid der Porenlösung erzeugt Kalziumazetat, welches hoch löslich ist und einen weißen Niederschlag erzeugt:



Die weiße Farbe des Azetatniederschlags bietet den Vorteil, dass ein stärkerer Kontrast zu der Jod-Stärke-Reaktion erzielt wird, wodurch die Ablesung der Eindringtiefe erleichtert wird.

Im herkömmlichen RCM-Test wird Chlorid in Form von Natriumchlorid in die Prüflösung eingebracht. Deshalb wird in Analogie Jodid ebenfalls mit Natrium als begleitendes Kation zugegeben. Kalium wurde als Gegenion für Jodat in der Indikatorlösung gewählt. In einer sauren Umgebung ergibt sich aus Natriumjodid und Kaliumjodat als Reaktionsprodukt molekulares Jod:



Es wird angenommen, dass Ketten aus ungefähr 10 bis 20 Jodmolekülen gebildet werden, welche dann in die Kanäle der Stärkehelix eingebettet werden [126], Bild 4-13.



Bild 4-13:
Jod-Stärke-Komplex nach [126] der den Farbumschlag des jodhaltigen Betons erzeugt

4.3.3 Vergleich der Eigenschaften von Chlorid und Jodid

Physikalische und chemische Eigenschaften:

Sowohl Chlor als auch Jod gehören zur 7. Hauptgruppe (den Halogenen) des Periodensystems. Nichts desto trotz können signifikante Unterschiede zwischen Chlorid und Jodid hinsichtlich der Atommasse (35,45 und 126,90 g/mol), dem Ionenradius (181 und 216 pm) und der Solvationszahl (2,9 und 1,2) festgestellt werden (Rodrigues [127] und Hinton [128]) welche zu einem unterschiedlichen Transportverhalten in Beton führen könnten. Die Beziehungen zwischen dem Ionenradius, der Konzentrationsabhängigen Solvationszahl, welche die mittlere Anzahl von Wassermolekülen um das betreffende Ion ausdrückt, das Bindungsverhalten und die sich daraus letztendlich ergebende Transportgeschwindigkeit in einer Porenlösung sind äußerst komplex. Ein aussagekräftiger Vergleich des Verhaltens von Chlorid und Jodid in Beton ist deshalb am besten auf experimentellem Weg zu erzielen.

Bindung von Jodid:

Die Bindung von Chlorid ist in den letzten Jahrzehnten intensiv untersucht worden. Hinsichtlich des Bindungsverhaltens von Jodid liegen dagegen kaum Erkenntnisse in der Literatur vor, da der Kontakt von Jodid mit Beton in der Praxis die seltene Ausnahme darstellt. Mylius [129] fand heraus, dass Kalziumaluminathydrate und Jodid Komplexe ($3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{CaI}_2\cdot 8\text{H}_2\text{O}$) mit der Kristallstruktur hexagonaler Platten bilden, die dem Friedel'schem Salz sehr ähnlich sind. Fischer [130] berichtet, dass Hydroxidionen im Friedel'schen Salz gegen andere Anionen ausgetauscht werden können, wodurch sich vergleichbare Phasen bilden. Daraus kann geschlossen werden, dass Jodid in bestehendes Friedel'sches Salz im Austausch gegen Hydroxid eingebaut werden kann. Allard et al. [131] fanden heraus, dass die Sorption von Jodid analog zum Chlorid mit steigendem pH-Wert abnimmt. Es kann daraus geschlossen werden, dass Jodid in ähnlicher Weise physikalisch durch CSH-Phasen gebunden wird, wie es für Chlorid der Fall ist. Insgesamt ist also von einem ähnlichen chemischen und physikalischen Bindungsverhalten auszugehen.

Diffusion von Jodid in Beton:

Der Einfluss der Temperatur und des w/z-Wertes auf den Diffusionskoeffizienten von Jodid und Chlorid in Beton wurde durch Atkinson & Nickerson [132] untersucht und für sehr ähnlich befunden.

4.3.4 Migrationsversuche mit Chlorid und Jodid

Versuchsaufbau:

Der prinzipielle Versuchsaufbau wurde bereits für den herkömmlichen Versuch mit Chlorid als transportiertes Ion in Kapitel 4.2.1 beschrieben. Hier wird ausschließlich auf die Modifikationen zur Prüfung mit Jodid eingegangen. Für beide Versuchsarten ist die molare Konzentration der Prüflösung identisch. Im herkömmlichen RCM Test besteht die Prüflösung aus 0,2 M KOH + 0,51 M NaCl (3,0 M.-%

NaCl). Im modifizierten Versuch, hier im Weiteren als „Rapid Iodide Migration“ (RIM) Test bezeichnet, besteht die Prüflösung aus 0,2 M KOH + 0,51 M NaJ (7,7 M.-% NaJ).

Am Ende der angesetzten Prüfdauer werden die Probezylinder mittig gespalten und mit Indikatorlösung besprüht, die wie folgt zusammengesetzt ist:

- ❑ 1,0 M wässrige Kaliumjodatlösung (400 ml/l)
- ❑ 3%-ige wässrige Stärkelösung (400 ml/l)
- ❑ 50%-ige Essigsäure (200 ml/l)

Die Essigsäure im Indikator erfüllt hauptsächlich den Zweck, die enthaltene Stärke vor Bakterienbefall zu schützen. Wenn die Oberfläche leicht abgetrocknet ist, wird zusätzlich eine 50%-ige Essigsäure auf die Oberfläche gesprüht, um den pH-Wert des Betons herabzusetzen, was in kurzer Zeit zum gewünschten Farbumschlag führt, Bild 4-14.



Bild 4-14:
Gespaltene Betonprobe nach Migrationsversuch mit Jodid (Eintrag von Oberseite aus) und Aufsprüfung von Indikatorlösung. Eindringtiefe ist durch schwarze Linie gekennzeichnet

Der jodidhaltige Beton erscheint rot-braun, der jodidfreie Beton dagegen deutlich heller.

4.3.5 Chlorid- und Jodidprofile im Anschluss an Migrationsversuche

Migrationsversuche mit Chlorid bzw. Jodid als transportiertes Ion wurden an Mörteln mit einer Zusammensetzung gemäß DIN EN 196-1 [133] im Alter von 28 Tagen durchgeführt. Nach einer Prüfdauer von 24 Stunden wurden Bohrmehlproben durch Abdrehen auf einer Drehbank in 0,5 mm Schichten gewonnen. Die Analyse des Chloridgehaltes erfolgte entsprechend Kapitel 4.5.2. Zur Analyse des Jodidgehaltes wurde die Technik der Ionenchromatographie eingesetzt. Wird jodidhaltiges Betonmehl in Salpetersäure aufgelöst, wie es für die Chloridanalyse der Fall ist, dann wird das Jodid oxidiert und es bildet sich molekulares Jod, welches durch die Ionenchromatographie nicht nachweisbar ist. Deshalb wurde zum Aufschluss des Betonmehls eine Lösung aus Salzsäure mit einem Zusatz von Zink-(II)-Chlorid verwendet, worin Jodid stabil bleibt.

Wie sich aus Bild 4-15 ergibt, ist der Transport von Jodid und Chlorid in einem Migrationsversuch offensichtlich sehr ähnlich. Dies führt zu dem Schluss, dass Unterschiede von Chlorid und Jodid im Transport- und Bindungsverhalten vernachlässigbar gering sind bzw. sich zumindest aufheben. Zusätzlich zu den Profilen wurden weitere Proben der gleichen Versuchsserie gespalten und mit dem jeweiligen Indikator besprüht. Die sich danach ergebenden Eindringtiefen ($X_{d,Jodid} = 17,5$ und $X_{d,Chlorid} = 17,0$ mm) waren nahezu identisch, Bild 4-15.

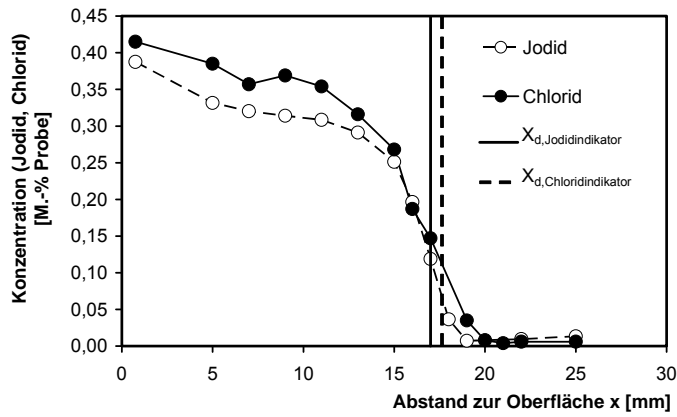


Bild 4-15: Vergleich von Chlorid- und Jodidprofilen nach Durchführung eines Migrationsversuchs an Mörteln mit Zusammensetzung nach DIN EN 196-1 [133], sowie mittlere Eindringtiefen X_d welche durch den Indikator detektiert wurden. Jodidkonzentration ist zum besseren Vergleich als Chloridmasse über das molare Masseverhältnis ($M_{Cl}/M_J = 35,45/ 126,9 = 0,279$) ausgedrückt.

Aus diesen Versuchsergebnissen kann bereits abgeleitet werden, dass die Sensitivität der beiden Indikatoren für Chlorid bzw. Jodid vergleichbar scheint.

4.3.6 Freie Jodidkonzentration am Farbumschlagpunkt

Für den hier entwickelten Test mit Jodid als transportiertes Ion stellt sich ebenfalls die Frage nach dem Wert für die Konzentration c_d in Gleichung (4-12), also jene Jodidkonzentration, für welche der Indikator einen eindeutigen Farbumschlag erzeugt. Hierzu wurden Mörtelproben nach [133] mit Zusatz unterschiedlicher Jodidkonzentrationen im Anmachwasser hergestellt. Nach 7-tägiger Lagerung in Wasser mit gleichen Jodidkonzentrationen wie im jeweiligen Anmachwasser wurden die Proben gespalten und mit Indikatorlösung besprüht. Die Proben mit einer Jodidkonzentration von 0,07 und 0,10 mol/l im Anmachwasser wurden als eindeutig hinsichtlich des Farbumschlags betrachtet, Bild 4-16. An separaten Proben gleicher Art wurde Porenwasserlösung durch Auspressen nach dem Prinzip von Tritthart [134] gewonnen und daran die Jodidkonzentration bestimmt, Bild 4-16.

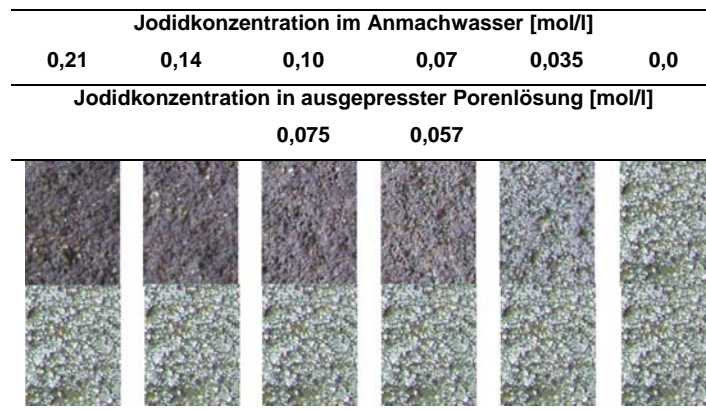


Bild 4-16: Farbumschlagpunkt für Jodid mit dem verwendeten Indikator. Zum besseren Vergleich ist am unteren Bildrand jeweils der chloridfreie Mörtel gegenübergestellt.

Die einen Farbumschlag erzeugende Jodidkonzentration, war danach zufällig sehr ähnlich zu jener wie sie Tang [22] für Chlorid mit Silbernitrat und Fluorescein als Indikator ansetzte.

Bedenkt man:

- die Subjektivität bei der Festlegung eines eindeutigen Farbumschlags und
- die geringe Auswirkung (zumindest bei einer sehr scharfen Chlorideindringfront im Migrationsversuch) auf das Ergebnis des Migrationskoeffizienten im Fall einer Abweichung des gewählten vom „wahren“ betonspezifischen Umschlagspunkt (siehe Fehlerbetrachtung in Kapitel 4.2.2)

dann folgt daraus, dass im Sinne der besseren Vergleichbarkeit der beiden Methoden der Umschlagspunkt für Jodid gleich dem für Chlorid unabhängig von der Betonzusammensetzung zu $c_d = 0,07$ mol/l gesetzt werden sollte.

4.3.7 Anwendung des entwickelten Farbindikators auf carbonatisierten Bauwerksbeton

Beim Umgang mit Silbernitrat auf Bauwerksbeton muss bedacht werden, dass dieser anders als nicht carbonatisierter Beton reagiert, [135]. Chloridhaltiger Beton verfärbt sich violett-braun im Kontakt mit Silbernitrat. Auf chloridfreiem, nicht carbonatisiertem Beton bildet sich bei Kontakt mit Silbernitrat deutlich dunkleres Silberoxid, [121]. Auf carbonatisiertem Beton bildet der Indikator kein dunkles Silberoxid und bleibt hell. Dieser Effekt kann folglich eine Eindringfront vortäuschen, die jene im Migrationsversuch überlagert. Carbonatisierter Beton sollte daher vor Aufbringung des Silbernitrats mit einer alkalischen Lösung vorbehandelt werden, [135]. Die hier entwickelte Kombination aus Jodid und Indikator wird dagegen von einer vorliegenden Carbonatisierung nicht beeinflusst, da:

- ❑ der Indikator durch die enthaltene Essigsäure ohnedies den pH-Wert der gesamten Probestfläche absenkt und eine zusätzliche Carbonatisierung nicht ins Gewicht fällt und
- ❑ neben dem Jodid Reaktionspartner für den Indikator fehlen.

Es muss in diesem Zusammenhang aber beachtet werden, dass carbonatisierter Beton grundsätzlich eine andere Porenstruktur und folglich ein verändertes Saugverhalten bei Benetzung mit dem Indikator aufweist, wodurch sich Farbunterschiede ergeben können. Zur Vermeidung von Verwechslungen sollte die Carbonatisierungstiefe immer an separaten Proben bestimmt werden.

4.3.8 Korrelation der Migrationskoeffizienten bestimmt für Chlorid und Jodid

In den zuvor beschriebenen Kapiteln wurde an Mörteln identischer Zusammensetzung demonstriert, dass a) das Transportverhalten inkl. der Bindungsprozesse von Jodid und Chlorid in Beton sehr ähnlich während eines Migrationsversuchs ist und b) die Sensitivität der Indikatoren für beide Ionenarten bei Aufbringung auf Beton nahezu gleich erscheint. Um das entwickelte Verfahren als generellen Ersatz für den herkömmlichen Migrationsversuch anwenden zu können, musste die Äquivalenz für ein breites Spektrum an Betonen demonstriert werden. Dies erfolgte durch die Aufstellung der Korrelation des Migrationskoeffizienten für Chlorid (RCM) und Jodid (RIM). Dazu wurden Beton- und Mörtelproben unter Variation des Bindemittels, des w/b-Wertes hergestellt und jeweils mit beiden Verfahren unter sonst gleichen Bedingungen (Personal, Labor, Zeitpunkt) parallel getestet. Die Auswertung des Migrationskoeffizienten erfolgte für Chlorid und Jodid gemäß Kapitel 4.2.2, Bild 4-17.

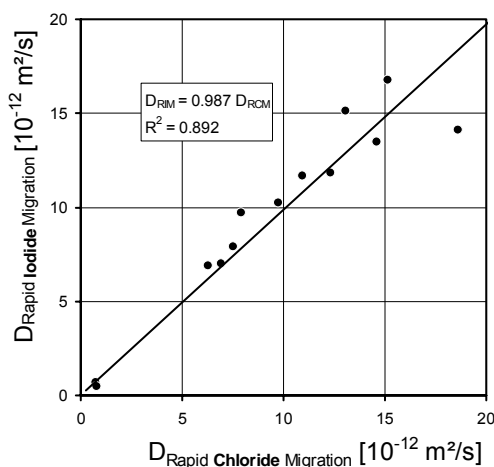


Bild 4-17:
Korrelation des Migrationskoeffizienten für Chlorid und Jodid

Die Abweichungen im Vergleich zu einer strengen Korrelation liegen im Bereich der Wiederholstreuung von rd. 20 %, siehe Gehlen [30]. Daraus wird gefolgert, dass der entwickelte Migrationsversuch mit Jodid den herkömmlichen Versuch mit Chlorid als transportiertes Ion unabhängig von der Betonzusammensetzung ersetzen kann und damit eine indirekte Prüfmethode für den scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} bereits chloridhaltiger Betone gefunden wurde.

4.4 Einfluss der Chloridbelastung des Betons auf den scheinbaren Diffusionskoeffizienten

4.4.1 Migrationsversuche an Proben mit Chlorid im Anmachwasser

Mörtelzylinder wurden nach DIN EN 197-1 [136] hergestellt, wobei das Anmachwasser Chloridgehalte von 0,0/ 0,5/ 1,0 und 1,5 M.-% NaCl aufwies. Es wurde angenommen, dass die anfängliche Konzentration des Porenwassers um rd. die Hälfte infolge Bindung reduziert wird. Zur Vermeidung eines Konzentrationsgefälles zwischen Lagerungswasser und Porenlösung wurden die Proben deshalb bis zur Untersuchung in Chloridlösungen mit der halben Konzentration des Anmachwassers gelagert. Mit zwei unbelasteten und den belasteten Proben wurde ein herkömmlicher Chloridmigrationsversuch mit 3,0 M.-% NaCl in der Prüflösung für 24 Stunden durchgeführt. Bei einer der unbelasteten Probe wurde im Anschluss an den Migrationsversuch die Eindringtiefe mit dem Indikator (Fluorescein/ AgNO_3) bestimmt, siehe Bild 4-4, während bei den anderen Proben Bohrmehl in Schichten von 0,5 mm gewonnen wurde. Die Auswahl der Bohrmehlproben für eine Chloridanalyse fand sukzessive an ausgewählten Proben statt. Die sich ergebenden Chloridprofile wurden entsprechend Gleichung (4-13) ausgewertet, Bild 4-18. Sowohl die maximalen als auch die mittleren Eindringtiefen sind für alle Proben, unabhängig von der Vorbelastung durch Chloride, sehr ähnlich. Das gleiche gilt folglich für den sich rechnerisch ergebenden Chloridmigrationskoeffizienten D_{RCM} .

Auffallend ist, dass sich die Oberflächenkonzentration trotz gleicher Lösungskonzentration während des zweiten Migrationsversuchs entsprechend der Vorbelastung ändert. Folglich muss ein Großteil des dem Anmachwasser zugegebenen Chlorids in gebundener, wenig beweglicher Form vorgelegen haben.

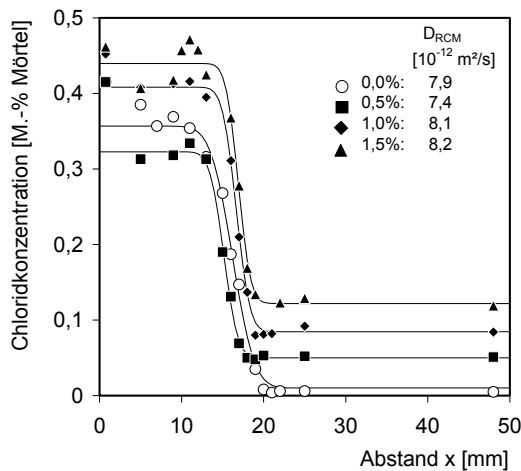


Bild 4-18:

Chloridprofile von Mörtelproben, die mit unterschiedlichen Chloridgehalten (0,5, 1,0 und 1,5 %) im Anmachwasser vorbelastet wurden und an welchen anschließend ein RCM-Versuch mit einer Konzentration der Prüflösung von 3,0 M.-% NaCl durchgeführt wurde. Der Migrationskoeffizient D_{RCM} wurde durch Anpassung von Gleichung (4-13) an die Chloridprofile berechnet

4.4.2 Migrationsversuche an Proben mit Chloridbelastung im erhärteten Zustand

Während nachträglich eindringendes Chlorid vermehrt physikalisch an Porenwänden sorbiert wird, erfolgt die Bindung von Chlorid, welches dem Anmachwasser zugegeben wird, zu einem großen Teil auf chemischem Weg, wodurch eine Interaktion mit nachträglich eindringenden Chloriden möglicherweise ausbleibt. Aus diesem Grund wurden Standardmörtelproben im Alter von 28 Tagen in Migrationsversuchen mit 0,5/ 1,0/ 1,5 M.-% NaCl in der Prüflösung über einen Zeitraum von 6 Tagen vorbelastet, so dass sich ein konstantes Chloridprofil einstellte (stationäre Bedingungen).

An zwei unbelasteten und allen belasteten Proben wurde anschließend ein weiterer Chloridmigrationsversuch mit 3,0 M.-% NaCl in der Prüflösung durchgeführt. Die Versuchsdauer betrug dabei je-

weils 24 Stunden. Die Analyse der Proben und die Auswertungstechnik waren identisch zum vorherigen Kapitel. Anders als bei der Zugabe der Chloride im Anmachwasser ergeben sich bei Vorbelastung der Proben durch Migration höhere Eindringtiefen des Chlorids und entsprechend höhere Werte für den Migrationskoeffizient D_{RCM} während des zweiten RCM-Versuchs Bild 4-19.

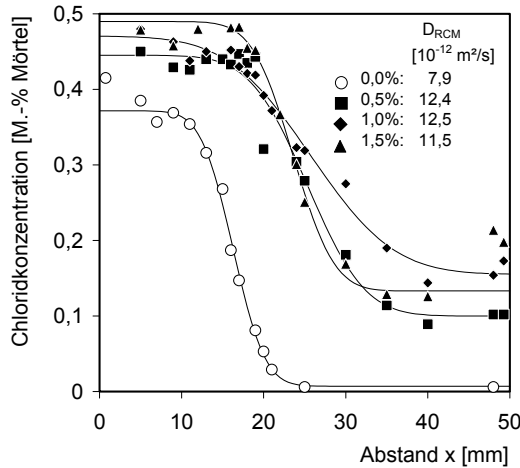


Bild 4-19:

Chloridprofile von im RCM-Test mit unterschiedlichen Chloridgehalten (0,5; 1,0 und 1,5 %) vorbelasteten Proben nach Durchführung eines weiteren RCM-Versuchs bei einer Standardkonzentration von 3,0 M.-% NaCl, sowie die Anpassung von Gleichung (4-13) und der sich danach ergebende Migrationskoeffizient D_{RCM}

In gleicher Weise wie bereits oben beschrieben, wurden auch Mörtelproben durch Migration vorbelastet und anschließend mit dem neu entwickelten Jodidmigrationstest (RIM) geprüft. Im Anschluss an die Versuchsdauer von 24 Stunden wurde an allen Proben die Eindringtiefe mit dem Indikator Jodat-Stärke-Essigsäure ermittelt.

Der Jodidmigrationskoeffizient D_{RIM} wurde durch Einsetzen der Eindringtiefe in Gleichung (4-8) berechnet, Tabelle 4-4. Der Vergleich der Chloridmigrationskoeffizienten D_{RCM} in Bild 4-19 mit den Jodidmigrationskoeffizienten D_{RIM} in Tabelle 4-4 zeigt, dass die in unabhängigen Versuchsanordnungen bestimmten Werte gut übereinstimmen.

Tabelle 4-4: Eindringtiefe und Jodidmigrationskoeffizient für zuvor mit unterschiedlichen Chloridkonzentrationen vorbelasteten Proben

Konzentration der Lösung zur Vorbelastung [%]	Eindringtiefe X_d [mm]	Migrationskoeffizient D_{RIM} [$10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$]	Variationskoeffizient V [%]
0,0	17,6	7,9	7
0,5	21,1	9,8	9
1,0	26,0	12,2	13
1,5	26,1	12,0	11

Aus den Ergebnissen folgt, dass die Chlorideindringtiefe und somit der Migrationskoeffizient, mit zunehmender Vorbelastung steigen.

Mit steigender Konzentration der Vorbelastung ist einerseits zu erwarten, dass die Bindungskapazität $\partial c_g / \partial c_f$ sinkt und der Migrationskoeffizient steigt, siehe Gleichung (2-1) und (4-4), weil durch die Chloridbelastung im erhärteten Zustand potentielle Bindungsplätze für nachträglich eindringendes Chlorid bereits abgesättigt wurden. Ferner verkleinert sich mit zunehmender Vorbelastung der durch Abstoßung beeinflusste Bereich entlang der Porenwände (Debye-Länge sinkt) wodurch der Migrationskoeffizient mit der Konzentration der Vorbelastung ebenfalls steigen sollte. Andererseits reduziert sich mit zunehmender Konzentration der Porenlösung die chemische Aktivität (die im Migrationsversuch allerdings nicht bedeutsam ist) sowie die Driftgeschwindigkeit der Chloride.

Dass oberhalb einer Vorbelastungskonzentration von 1,0 % in der Prüflösung kein stetiger Anstieg von D_{RCM} mit der Belastungskonzentration festzustellen ist, deutet darauf hin, dass der Effekt der Chloridbindung für die Konzentrationsabhängigkeit des Migrationskoeffizienten maßgebend ist, da eine Änderung der Bindungskapazität mit steigender Belastungskonzentration vergleichsweise gering

ausfällt und Prüfstreuungen an Bedeutung gewinnen. Insgesamt zeigt der Versuch, dass für Mörtel, die mit herkömmlichen CEM I Zement hergestellt wurden, ein Abdichtungseffekt durch ionogene Interaktion nicht nachzuweisen ist. Tendenziell ist das Gegenteil der Fall: je stärker durch eine Vorbelastung Bindungsplätze bereits abgesättigt wurden, umso schneller findet der Eintrag statt.

4.4.3 Migrationsversuche an Bauwerksproben mit und ohne Chloridbelastung

Die Entnahme von Bohrkernen mit einem Durchmesser von rd. 65 mm (größere Kerne konnten an den z. T. sehr eng bewehrten Bauteilen ohne Beschädigung der Bewehrung nicht entnommen werden) fand an Stellen statt, in deren unmittelbarer Nähe ebenfalls Bohrmehlentnahmen zur Erstellung von Chloridprofilen durchgeführt wurden, Kapitel 4.5. Die Kerne wurden entsprechend dieser Chloridverteilung in Abschnitte mit und ohne Chloridbelastung geteilt, wobei die Probenlänge mindestens 50 mm betrug. Die chloridfreien Proben wurden in einem Exsikkator mit entsalztem Wasser unter Einwirkung eines Vakuums auf den Wasserspiegel bis zur Massenkonstanz (Massenänderung geringer als 0,01 M.-%/Woche) beschleunigt gesättigt. Die chloridbelasteten Proben wurden jeweils einzeln in das zur vollständigen Benetzung minimal notwendige und für alle Proben gleiche Volumen, an voll entsalztem Wasser in einem luftdichten Behälter eingelagert. An jenen Proben mit dem höchsten integralen Chloridgehalt je Bauteil wurde wöchentlich die Chloridkonzentration im Lagerungswasser analysiert, um so den Chloridverlust aus den Proben während der Wassersättigung zu bestimmen. Bei der Messung wurde ebenfalls der Verlust an Wasser und somit an Chlorid auf Grund des Abtupfens der Probe vor jeder Wägung berücksichtigt. Detaillierte Analyseergebnisse zur Wassersättigung können Schießl & Lay [137] entnommen werden. Insgesamt ergab sich bei der am stärksten mit Chlorid belasteten Proben ein integraler Verlust durch Auslaugung von rd. 0,04 M.-% vom Beton. Der Verlust während der Wassersättigung lag bei allen anderen Proben zwischen 0,01 und 0,02 M.-% vom Beton und kann folglich als vernachlässigbar eingestuft werden.

Für den Jodidmigrationsversuch mussten aufgrund der Probengröße Anodenbleche mit entsprechend kleinerem Durchmesser verwendet werden. Das Versuchsprinzip und –vorgehen entsprach sonst dem hier entwickelten Versuch nach Kapitel 4.3. Die für die Berechnung des Jodidmigrationskoeffizienten relevanten Eingangsgrößen und detaillierte Ergebnisse sind [137] zu entnehmen.

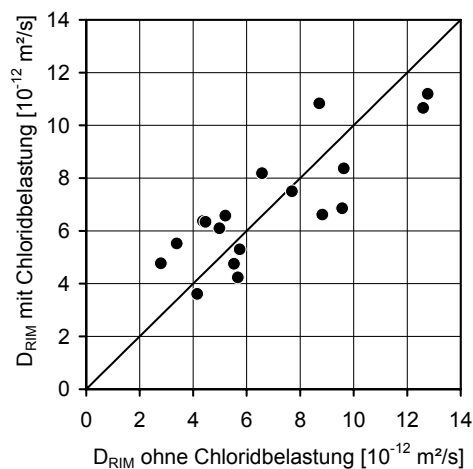


Bild 4-20:

Lineare Korrelation des Jodidmigrationskoeffizienten D_{RIM} von Teilproben des gleichen Bohrkerns aus Bauwerken mit und ohne Chloridbelastung, d. h. aus dem oberflächennahen und inneren Betonbereich

Die lineare Korrelation nach Bild 4-20 verdeutlicht, dass kein abdichtender Effekt einer Chloridbelastung an den Bauwerksbetonen zu verzeichnen ist.

4.4.4 Diffusionsversuche an chloridbelasteten Proben

In den vorangegangenen Kapiteln wurde gezeigt, dass zumindest für Betone ohne Betonzusatzstoffe ein Abdichtungseffekt durch Chloride auf den weiteren Chlorideintrag im instationären Migrationsversuch nicht nachzuweisen war. Es blieb zu prüfen, ob sich diese Ergebnisse auch für die instationäre Diffusion bestätigen, bei welchen die Reduktion der Aktivität zum tragen kommen könnte.

Deshalb wurden im Labor hergestellte Betonproben (CEM II/A-LL; w/b = 0,50; vor Prüfung 2,5 Jahre in Wasser gelagert) mit unterschiedlichen Chloridkonzentrationen (1,0 und 3,0 M.-%) in der Prüflösung für fünf Tage durch Migration belastet. Hydratation konnte als Beitrag auf eine Änderung des Migrationskoeffizienten durch das gewählte Probenalter ausgeschlossen werden. Da Jodid ein ähnliches Transport- und Bindungsverhalten wie Chlorid aufweist, siehe Kapitel 4.3, wurden alle Betonproben im Anschluss in eine 0,51 M Jodidlösung (7,7 M.-% NaJ) äquivalent zu 3,0 M.-% NaCl) eingelagert. Im Anschluss an die rd. 180-tägige Einlagerung wurden an allen Proben Jodidprofile bestimmt. Als Referenz diente eine gleichartige Probe ohne Chloridbelastung. Den Ergebnissen aus Bild 4-20 kann entnommen werden, dass mit zunehmender Chloridbelastung a) die Jodidoberflächenkonzentration trotz gleicher außen anstehenden Lösungskonzentration abnimmt und b) die Eindringtiefe, d. h. der scheinbare Diffusionskoeffizient D_{app} für Jodid zunimmt. Beides ist auf die zunehmende Absättigung von Bindungsplätzen durch die vorherige Chloridbelastung zurückzuführen, um die Jodid und Chlorid gleichermaßen konkurrieren. Denn durch die abnehmende Jodidbindungskapazität wird der gemessene Gesamtjodidgehalt zunehmend nur noch vom freien Jodid in der Porenlösung und immer weniger vom gebundenen Anteil dominiert, was bei konstanter Jodidkonzentration der Prüflösung zu geringeren Jodidkonzentrationen in der Oberflächennähe führt. Ferner wird das Jodid während des Eintrags weniger gebunden und kann somit ungehindert eindringen, wodurch der scheinbare Diffusionskoeffizient für Jodid und somit durch das vergleichbare Transportverhalten auch für Chlorid um ein vielfaches steigt.

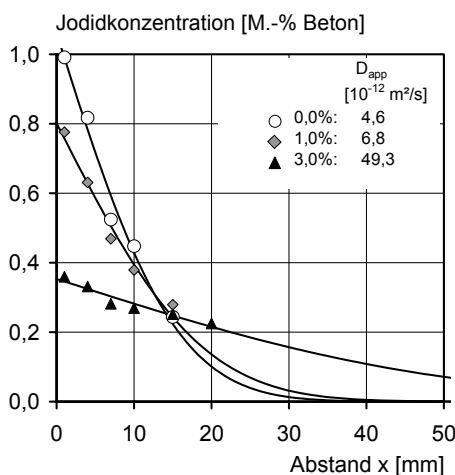


Bild 4-21:

Jodidkonzentration von Betonproben (CEM II/A-LL; w/b = 0,50), die nach 2,5-jähriger Lagerung in Wasser, mit unterschiedlichen Chloridkonzentrationen (0,0/ 1,0/ 3,0 M.-%) in der Prüflösung gleichmäßig über Migration vorbelastet wurden und anschließend für rd. 180 Tage in einer 0,51 M Jodidlösung lagerten. Der Migrationskoeffizient ohne Vorbelastung betrug zum Prüfalter rd. $D_{RCM} = 14,5 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$

Dieses Ergebnis steht im Einklang mit den durchgeführten Chloridmigrationsversuchen an mit Chlorid vorbelasteten Proben, Kapitel 4.4.1 bis 4.4.3. Eine verstärkte Vorbelastung führt also weniger zu einer Abnahme der Aktivität und der Driftgeschwindigkeit. Vielmehr überwiegt der Effekt der abnehmenden Bindekapazität.

Als Fazit kann gefolgert werden, dass im wassergesättigten Zustand durch die zunehmende Chloridbelastung an jedem Ort der Betondeckung der scheinbare Diffusionskoeffizient nicht mit der Zeit abnimmt sondern sogar steigt. Die Betrachtung des Effekts der teilweisen Sättigung erfolgt an späterer Stelle in Kapitel 6.3.4.

Neben dieser essentiellen Erkenntnis zum Einfluss der Chloridvorbelastung, belegt Bild 4-20 ebenfalls den zuvor in Kapitel 4.2.3 aufgezeigten Zusammenhang, dass durch Migrationsversuche der scheinbare Diffusionskoeffizient D_{app} infolge des Effekts der mechanischen Dispersion systematisch überschätzt wird. Denn wie den Ergebnissen zum Einfluss der Betonzusammensetzung und des Alters auf den Migrationskoeffizienten in Kapitel 4.2 bzw. den detaillierten Untersuchungsergebnissen in [137] entnommen werden kann, wies der hier verwendete Beton im Prüfalalter von 3 Jahren einen Migrationskoeffizienten von rd. $D_{RCM} = 14,5 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ auf, wobei dieser Wert bereits nach rd. einem halben Jahr konstant blieb. Damit lag der Migrationskoeffizient um rd. 70 % höher als der in Einlagerungsversuchen ermittelte scheinbare Diffusionskoeffizient D_{app} für Jodid der durch Chlorid unbelasteten Probe gemäß Bild 4-21. Die Größenordnung der Überschätzung ist deutlich höher, als sich nach der Abschätzung des Einflusses der Dispersion auf den Migrationskoeffizienten nach Kapitel 4.2.3 ergibt, wonach bei Beton mit $w/z = 0,5$ eine Abminderung von rd. 40 % vorzunehmen ist. Als Hauptursache für diese Differenz wird vermutet, dass während der vergleichsweise kurzen Dauer von Migrationsversuchen bzw. durch die hohe Eintragungsgeschwindigkeit infolge des elektrischen Feldes, Chloridbinden in einem geringeren Maße zum Tragen kommen kann, als dies im Fall des diffusionskontrollierten Eintrages der Fall ist. Dieser Erklärungsansatz steht im Einklang mit den Beobachtungen von Lunk [60], der eine Zunahme des Retardationsfaktors mit verlangsamer Eindringgeschwindigkeit in kapillaren Saugversuchen feststellte, siehe Kapitel 2.2.5 und Bild 2-11. Die abmindernde Wirkung des Chloridbindens auf den scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} , siehe auch Gleichung (2-7), muss letztendlich ebenfalls im Zusammenhang mit dem Einfluss der teilweisen Wassersättigung von Beton in einer Straßenumgebung betrachtet werden, was im Rahmen der Quantifizierung von D_{app} in Kapitel 6.3 geschieht.

4.5 Wiederholte Bestimmung von Chloridprofilen an Bauwerken

4.5.1 Auswahl von Bauwerken

Für den Vergleich der Transportkennwerte an vertikalen Bauteilflächen zu unterschiedlichen Zeitpunkten mussten Bauwerke gefunden werden, an welchen schon vor möglichst langer Zeit (vor min. 5 Jahren) Chloridprofile ermittelt wurden und die zwischenzeitlich nicht instand gesetzt wurden. An diesen konnte dann eine Nachuntersuchung stattfinden. Die rd. 435 zur Verfügung stehenden Chloridprofile im Datenbestand aus Bauwerksuntersuchungen wurden nach den o. a. Kriterien gefiltert. Es fanden sich insgesamt nur 6 Bauwerke mit in der Summe 15 Chloridprofilen (d. h. rd. 3 % aller gesammelten Profile), welche für eine Nachuntersuchungen in Betracht kamen. Über Tabelle 4-5 hinausgehende Informationen zu den untersuchten Bauwerken finden sich in Schießl & Lay [137].

Tabelle 4-5: Ausgewählte Bauwerke zur 2. Entnahme von Bohrmehl (6/2001)

Kürzel	Bauteil	Ort	Verkehr [km/h]	Salz ¹⁾ [g/(m ² ·a)]	Bauende [MM/JJ]	1. Entnahme [MM/JJ]	Chloridprofile Anzahl
HOF	2 Pfeiler	Landshut	100	790/380	06/63	6/82	4
CA	2 Pfeiler	München	50	1200/700	11/67 04/68	3/92	3
SLR	Wand	München	50	1200/700	70 ²⁾	7/88	2
ING	Wand	München	50	1200/700	06/82	2/92	4
LA	Pfeiler	München	70	1200/700	70 ²⁾	7/88	1
DE	Pfeiler	München	50	1200/700	83 ²⁾	8/88	1

¹⁾ Mittelwert/ Standardabweichung für den jährlichen Tausalzverbrauch im Zeitraum 1991 bis 2001

²⁾ nur Baujahr bekannt

4.5.2 Entnahme von Bohrmehl und Chloridanalyse

Hier wurde die Variante der direkten Bohrmehlgewinnung durch Schlagbohrung gewählt. Um mit dem gewählten Bohrdurchmesser von 16 mm eine charakteristische Zusammensetzung des Betons bei einem üblichen Größtkorndurchmesser von 16 mm zu erhalten, wurden entsprechend den Empfehlungen von Volkwein und Dorner [120, 138], drei unmittelbar benachbarte Bohrungen je Tiefenintervall zu einer Probe in einem luftdicht verschließbaren Probenglas zusammengefasst. Der Umstand, dass durch die Bohrung ein konisches Bohrloch entsteht, wurde bei der Bestimmung der mittleren Bohrtiefe rechnerisch berücksichtigt, Details siehe Schießl & Lay [137]. Die erneute Bohrmehlentnahme fand unmittelbar neben Stellen mit in früheren Jahren vorangegangenen Bohrmehlentnahmen statt. Zusätzlich wurden weitere „neue“ Entnahmen von Bohrmehl auf insgesamt 5 Höhenstufen durchgeführt, um den Einfluss des vertikalen Abstandes von der Chloridquelle zu bestimmen.

Je mehr Datenpunkte in einem Chloridprofil enthalten sind, desto zuverlässiger ist eine daran durchgeführte Regressionsrechnung („Fitting“), siehe Kapitel 3.2.2.1. Entsprechend der Studie in Kapitel 3.2.3 zum Einfluss der Bohrintervalltiefe wurden in den ersten 15 mm Bohrmehl in Schichten von 5 mm gewonnen. Daran anschließend erfolgte die Entnahme in Schichten von 10 mm, bis in Tiefen, in welchen entsprechend der vorangegangenen Untersuchungen der Grundchloridgehalt zu erwarten war.

Als Analyseverfahren wurde ein HNO_3 -Aufschluss des Bohrmehls mit anschließender Photometrie des Filtrats gemäß Heft 401 des DAfStb [138] angewandt.

4.5.3 Ergebnisse

Die Chloridprofile aus der Untersuchung von insgesamt 6 Bauwerken werden kurz vorgestellt und hinsichtlich der zeitlichen Änderung im Vergleich zu vorherigen Untersuchungen und der Lageabhängigkeit diskutiert. Bei allen Chloridprofilen wurde der Wert des ersten Bohrintervalls von 0 bis 5 mm verworfen, da sich hier auf Grund der Zementsteinanreicherung zu hohe, nicht repräsentative Analysewerte ergaben. Eine Kompensation dieses „skin effects“ konnte nicht vorgenommen werden, da durch den im Bayerischen Raum vorherrschenden calcitischen Zuschlag eine Ermittlung des tiefenabhängigen Zementgehaltes nicht möglich war, siehe Kapitel 3.2.3. Bild 4-22 zeigt das Ergebnis der Anpassung der Modellvariablen an die Chloridprofile der Pfeiler West (links) und Ost (rechts) der Brücke „HOF“ nach einer Expositionszeit von rd. 19 und 38 Jahren.

Die essentiellen Folgerungen aus Bild 4-22 sind:

- Trotz der Nähe zur Fahrbahn war am Pfeiler West kein Zuwachs der Eindringtiefe feststellbar, Bild 4-22 links.
- In Bild 4-22 (links) wurden drei Chloridprofile (a bis c) im Jahr 1982 in einem relativen Abstand von nur rd. 10 bis 15 cm mit einem repräsentativen Probenquerschnitt gewonnen, [120]. Dennoch sind zwischen den drei Chloridprofilen Unterschiede zu verzeichnen, die auf erhebliche lokale Streuungen hinweisen.
- Weiterhin zeigt Bild 4-22 (links) auch ein Beispiel für die praktische Relevanz der oberflächennahen Zementsteinanreicherung („skin effect“): Während aus den Profilen im Jahr 1982 ein konvek-

tiver Eintrag hervorgeht, ergibt sich für die erneute Untersuchung scheinbar ein reines Diffusionsverhalten. Bei Vernachlässigung der ersten beiden Stützstellen des Profils in Bild 4-22 (links) ergibt sich der Form nach zwar ein Profil des Typs Konvektion, die dann zur Verfügung stehende, geringe Anzahl an Stützstellen rechtfertigt eine Anpassung der Modellvariablen an das Profil aber nicht mehr. Insgesamt kann hier zunächst nicht differenziert werden in wieweit Diffusion tatsächlich für den Eintrag verantwortlich ist oder ob für die lang gestreckte Form die oben bereits angesprochene Zementsteinanreicherung („skin effect“) an der Oberfläche ursächlich ist, siehe auch Kapitel 3.2.3.

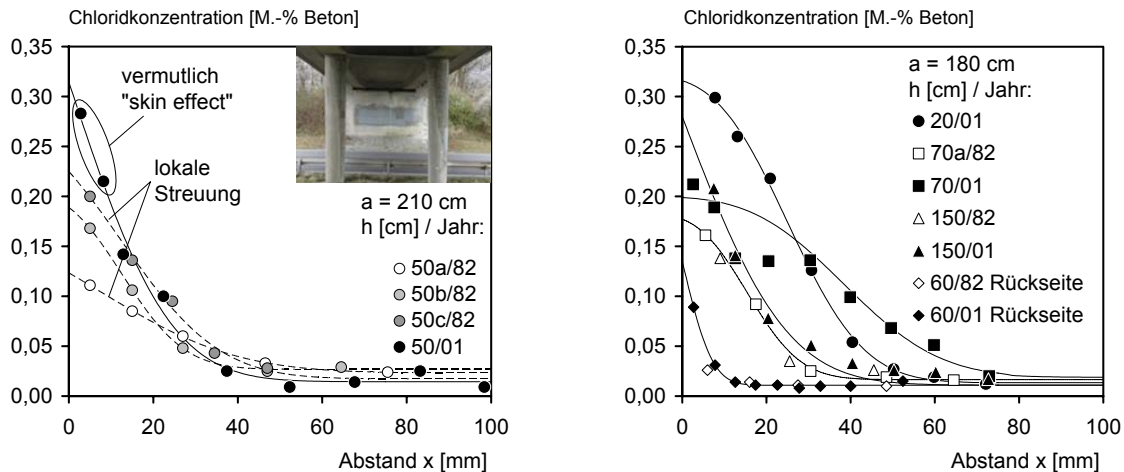


Bild 4-22: Chloridprofile von Pfeiler West (links) und Ost (rechts) der dem Verkehr zugewandten Flächen (bzw. auf deren Rückseite) der Brücke „HOF“ (Baujahr 1963, entlang B11) auf unterschiedlichen Höhen über Fahrbahn h [cm] und zu unterschiedlichen Zeitpunkten. Untersuchungen im Jahr 1982 durch Volkwein [120] (an unmittelbar benachbarten Stellen a, b, c bzw. a und b mit relativem Abstand von rd. 15 bis 20 cm)

- Ursache für den vergleichsweise geringen Eintrag auf der Höhenkote von $h = 50$ cm des Pfeiler West ist möglicherweise die abschirmende Wirkung der Leitplanke. Denn am unmittelbar benachbarten Pfeiler Ost, siehe Bild 4-22 (rechts), ist im Bereich der Oberkante der Leitplanke auf rd. 70 cm die nahezu doppelte Eindringtiefe festzustellen.
- Vor allem aber ist am Pfeiler Ost auch eine wesentliche Vergrößerung des Eintrags im Vergleich zu voran gegangenen Untersuchungen zu verzeichnen. Diese Beobachtung steht im Einklang mit der dem hier aufgestellten Modell zugrunde liegenden Grundidee, dass der konvektive Chlorideintrag in Verkehrsbauwerke aus Beton ein stochastischer Prozess ist, siehe Kapitel 2.5 und Bild 2-17. Denn bei stärker belasteten, also nahe an der Straße gelegenen bzw. wenig abgeschirmten Bauteilflächen, treten Belastungsereignisse, welche ausreichend intensiv sind bzw. lang andauern, um eine weitere Verschiebung der Eindringfront zu bewirken, während der Lebensdauer häufiger auf, als an weniger stark belasteten Bauteilflächen.
- Die Chloridbelastung an der verkehrsabgewandten Seite ist zu vernachlässigen.
- Insgesamt ergeben sich für den Pfeiler Ost (rechts), mit Ausnahme der Entnahmestelle auf einer Höhe von 150 cm, grundsätzlich die für Konvektion zu erwartende Chloridverteilungen, mit über die Höhe abnehmender Eindringtiefe (Konvektionsgeschwindigkeit v und Dispersionskoeffizient D_L) und Oberflächenkonzentration c_s .

Zur Darstellung der typischen Größenordnungen, sind in Tabelle 4-6 stellvertretend für alle durchgeführten Bauwerksuntersuchungen die Ergebnisse zu den Modellvariablen durch Anpassung des Modells für Konvektion mit Dispersion entsprechend Gleichung (2-30) dargelegt. Dabei wurde jedes einzelne Chloridprofil unabhängig von Chloridprofilen an benachbarten Stellen oder vorangegangenen Entnahmen behandelt. Bei der Betrachtung der Transportkenngrößen (v und D_L) muss berücksichtigt werden, dass die aus Chloridprofilen errechneten Werte die Mittelwerte über den Zeitraum bis zur Untersuchung sind und nicht dem aktuell wirksamen Wert entsprechen.

Tabelle 4-6: Exemplarische Übersicht zu den Modellvariablen durch Anpassung von Gleichung (2-30) an Chloridprofile aus Bild 4-22, Brücke „HOF“

Pfeiler/ Seite	Kürzel	Höhe [cm]	Jahr [YYYY]	Alter t [a]	c_s [M.-% B]	v [mm/a]	D_L [$10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$]
West/ Anfahrseite	50a/82	50	1982	19	0,12	0,23	0,58
	50b/82	50	1982	19	0,19	0,51	0,13
	50c/82	50	1982	19	0,23	0,44	0,32
	50/01	50	2001	38	0,31	0,00	0,15
Ost/ Anfahrseite	20/01	20	2001	38	0,32	0,57	0,10
	70a/82	70	1982	19	0,18	0,69	0,10
	70b/82	70	1982	19	Regression nicht sinnvoll ¹⁾		
	70/01	70	2001	38	0,20	0,91	0,15
	100/01	100	2001	38	0,24	0,57	0,10
	150/82	150	1982	19	Regression nicht sinnvoll ¹⁾		
	150/01	150	2001	38	0,28	0,00	0,16
	350/01	350	2001	38	0,17	0,27	0,03
Ost/ Rückseite	60/82	60	1982	19	Regression nicht sinnvoll ¹⁾		
	60/01	60	2001	38	0,14	0,00	0,013

¹⁾ Anzahl an Stützstellen im Bereich der Chlorideindringtiefe ist für eine Regression zu gering

Bild 4-23 zeigt das Ergebnis der Anpassung der Modellvariablen an die Chloridprofile der Brücke „CA“ im Stadtbereich von München.

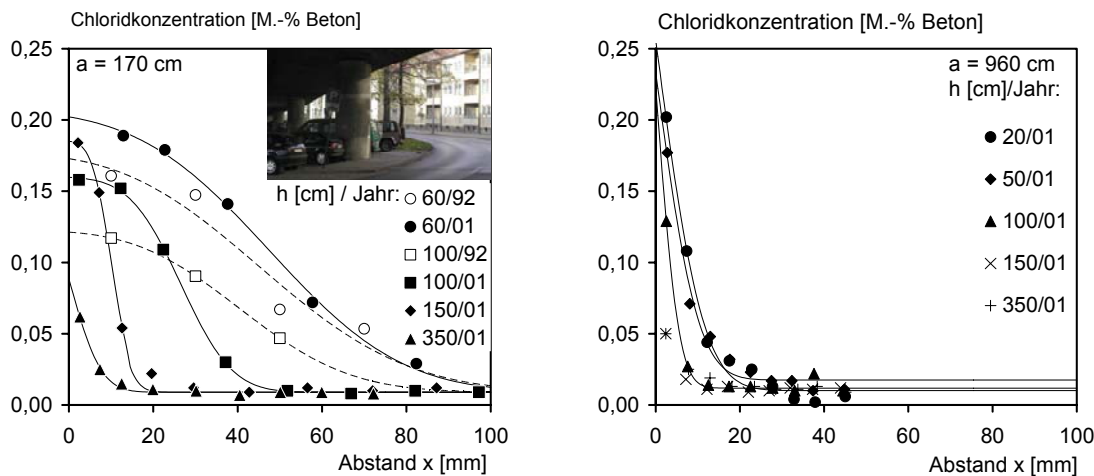


Bild 4-23: Chloridprofile des Pfeilers 30 (links, Baujahr 1968, Abstand zur Straße $a = 170 \text{ cm}$) und des Pfeilers 20 (rechts, Baujahr 1967, $a = 960 \text{ cm}$) der Brücke „CA“ (Stadt München)

- ❑ Für den Pfeiler 30 (links) in unmittelbarer Straßennähe ist an der verkehrszugewandten Fläche sowohl aus den vorangegangenen als auch den erneuten Untersuchungen ein stark konvektiv geprägter Eintrag zu erkennen.
- ❑ Eine Zunahme der Chloridkonzentration über die Zeit war auf der Höhenkote von $h = 60 \text{ cm}$ festzustellen ist. Dagegen waren auf der Höhenkote von $h = 100 \text{ cm}$ deutlich höhere Eindringtiefen zum Zeitpunkt der 1. Entnahme zu verzeichnen.

□ Am Pfeiler 20 (rechts), der sich in großem Abstand zur Straße befindet, ergeben sich Chloridprofile mit sehr geringer Eindringtiefe, deren Verlauf einer reinen Diffusionskontrolle entspricht. Hierfür ist vermutlich der oben bereits angesprochene Effekt der Zementsteinanreicherung verantwortlich zu machen, wodurch ein Diffusionsverhalten zumindest teilweise vorgetäuscht wird.

Die Ergebnisse der weiteren Bauwerksuntersuchungen sind in Bild 4-24 und Bild 4-25 zusammengefasst. Alle haben gemein, dass der Eintrag maßgeblich durch Konvektion dominiert wird. Ein z. T. erheblicher Zuwachs der Eindringtiefe über die Zeit ist vor allem auf geringen Höhen über der Straße festzustellen.

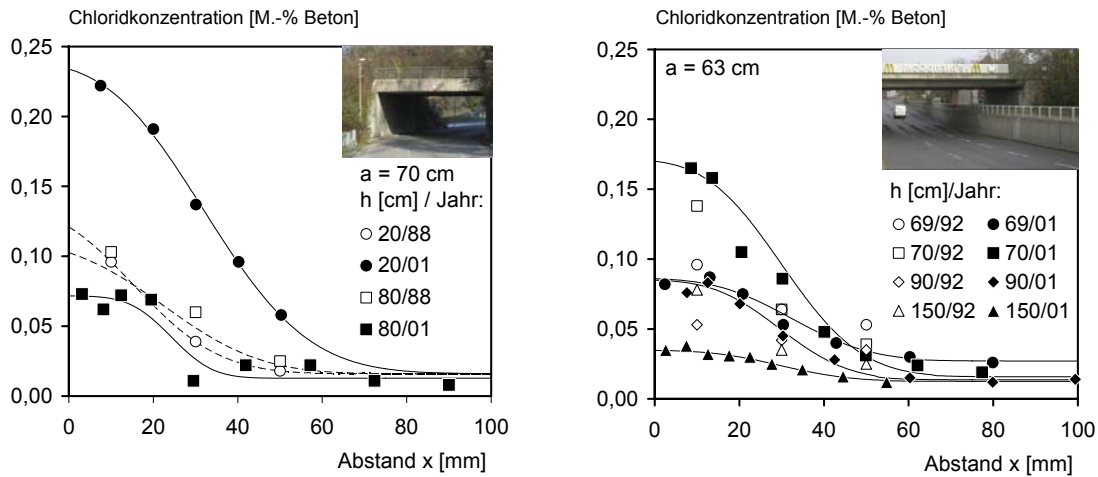


Bild 4-24: Chloridprofile der Widerlagerstützwand der Brücke „SPL“ (links, Baujahr 1970, Stadt München) und der Stützwand „ING“ (rechts, Baujahr 1982, Stadt München)

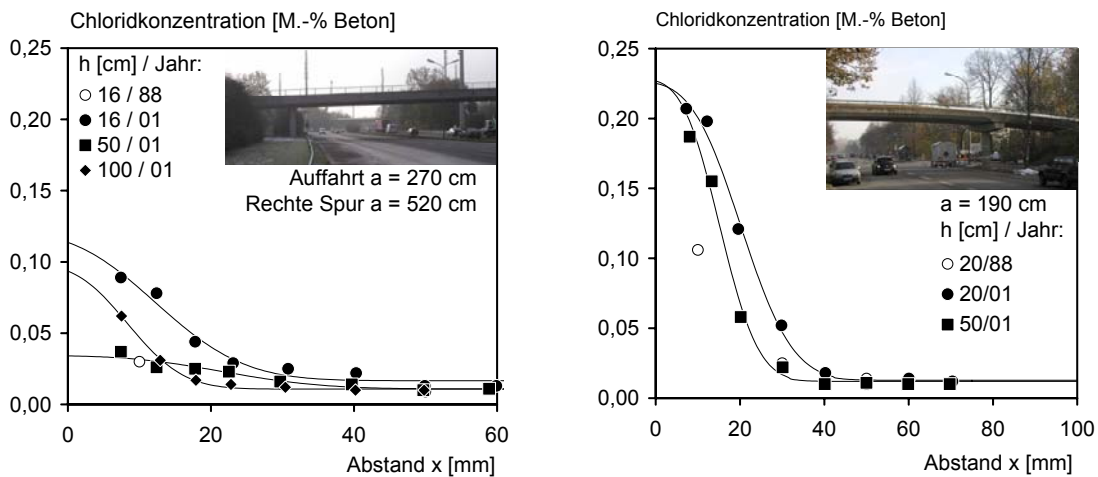


Bild 4-25: Chloridprofile eines Pfeilers der Brücke „LA“ (links, Baujahr 1970, Stadt München) und eines Pfeilers der Brücke „DE“ (rechts, Baujahr 1983, Stadt München)

Die Stützwand „ING“ in Bild 4-24 ist von allen untersuchten Bauteilen als einzige einer direkten Beregnung ausgesetzt, während die untersuchten Brückenpfeiler nur durch Schlagregen (im Fußpunktbereich) erreicht werden können. Sowohl hinsichtlich der Eindringtiefe, als auch der Oberflächenkonzentration ergeben sich vergleichbare Größenordnungen, wie für Bauteile ohne direkte Beregnung. Auffallend sind die sehr flachen Chloridverteilungen auf größeren Höhenkoten. Hier wird davon ausgegangen, dass die ohnehin geringen Konzentrationen in Oberflächennähe durch Regenwasser weiter ins Betoninnere gespült werden und die Chloridverteilung durch Dispersion verzerrt wird.

4.5.4 Folgerungen

- Die heute übliche Untersuchungspraxis besteht darin, Bohrmehl in wenigen, meist nur drei Tiefenlagen im Rahmen einer rein qualitativen Beurteilung zu gewinnen. Eine quantitative Prognose durch Anpassung der Variablen in den hier formulierten Transportgleichungen für Konvektion mit Dispersion ist auf dieser Basis nicht möglich. Ein Wandel in der Untersuchungspraxis ist daher unerlässlich, um in Zukunft eine größere Basis für eine weitergehende Modellkalibrierung über Chloridprofile bereitzustellen. Hier werden als Minimum 5, besser 7 Entnahmeintervalle im Bereich der Eindringtiefe und mindestens 2 darüber hinaus empfohlen, wobei auf einen ausreichenden Probenquerschnitt zu achten ist. Optimal ist die Entnahme von Bohrkernen, an welchen von der Oberfläche ausgehend durch Abdrehen mit Drehmeißeln oder Bohrkronenaufsätzen Bohrmehl in Schichten von 0,5 bis 1 mm an repräsentativen Querschnittsflächen gewonnen und dann alternierend in größeren Schrittweiten analysiert wird.
- Bei geringen Eindringtiefen (große Entfernung zur Straße, feinporige Betone) ergeben sich Chloridverteilungen, die zunächst auf eine Diffusionskontrolle schließen lassen. Hier wird jedoch vermutet, dass Konvektion mit Dispersion auch in diesen Fällen der dominierende Transportmechanismus ist und die Form der Chloridprofile durch die Zementsteinanreicherungen an der Betonoberfläche verursacht werden, siehe Kapitel 3.2.3. Der sich bei Anpassung des Transportmodells an solche Profile ergebende Dispersionskoeffizient D_L ist trotz einer rechnerischen Konvektionsgeschwindigkeit von $v = 0$, zumindest z. T. das Resultat mechanischer Dispersion.
- An einzelnen Bauwerken wurde eine erhebliche Zunahme des Chlorideintrages in hohem Alter festgestellt. Dies bestätigt die Vorstellung eines Eintrags gemäß der Vorstellung eines stochastischen Prozesses, siehe Bild 2-17. Diese Beobachtungen erklären aber nicht, dass an denselben bzw. artgleichen Bauteilen (Pfeiler) desselben Bauwerks ebenso Stellen vorgefunden wurden, an welchen keine Zunahme des Eintrages oder sogar geringere Belastungen als vorher festgestellt werden konnten. Es muss deshalb von erheblichen örtlichen Streuungen ausgegangen werden, die der zeitlichen Entwicklung überlagert sind. Aus dem Vergleich von Chloridprofilen nahe gelegener Entnahmestellen in großen zeitlichen Abständen sind deshalb nur bedingt Rückschlüsse zu ziehen. Für die Praxis bedeutet dies, dass nur die regelmäßige Gewinnung von Chloridprofilen in Intervallen von wenigen Jahren für Aussagen an einzelnen Bauwerken zielführend ist.
- In Bauwerksuntersuchungen festgestellte Chloridverteilungen lassen sich insgesamt sehr gut durch den gewählten Modellansatz beschreiben. Dies ist für alle Fälle zwischen einer Konvektions- und einer scheinbaren Diffusionskontrolle der Fall.

5 Quantifizierung der Chloridbelastung

5.1 Quantifizierung des Grundchloridgehaltes c_i

In den Ausgangsstoffen von normgemäß hergestelltem Beton sind nur geringfügige Mengen an Chlorid enthalten. Diese als Grundchloridgehalt bezeichneten Mengen sind im Gesamtkontext der Abschätzung der Wahrscheinlichkeit von Depassivierung der Bewehrung von untergeordneter Rolle. Diese Variable ist aber bei der Auswertung („Fitting“) von Chloridprofilen von Interesse. Kann diese

aus Chloridprofilen durch unzureichende Tiefenabstufung nicht abgelesen werden, muss eine Abschätzung vorgenommen werden, was erheblichen Einfluss auf die Regressionsvariablen ausüben kann. Werden die nach den jeweiligen Regelwerken [136, 139, 140] maximal zulässigen Gehalte in den Ausgangsstoffen zu Grunde gelegt, ergeben sich sehr konservative Schätzwerte für c_i die ferner keine Aussage über deren Streuung liefern. Aus diesem Grund wurden hier die Chloridprofile (bezogen auf den tiefenabhängigen Zementgehalt) aus 36 Betonmischungen analysiert, Daten aus [80]. Dazu wurden nur die $n = 183$ Gehalte herangezogen welche sich alternierend um einen Ausgleichswert in großen Tiefenbereichen bewegen, siehe z. B. Bild 3-10. Die Überprüfung der Homogenität über einen T-Test bzw. ANOVA („analysis of variance“) mit STATREL aus dem Softwarepaket STRUREL [90] zeigte, dass Unterschiede hinsichtlich der Zementart und des Herstellwerkes als statistisch signifikant zu betrachten sind. Aufgrund der geringen Absolutmengen in den Ausgangsstoffen, der Tatsache, dass Chlorid nicht nur über Zement eingebracht wird und der geringen Stichprobenzahl bei Bildung von Untergruppen wurden vereinfachend alle Daten ungeachtet der Betonzusammensetzung zu einer Gruppe zusammengefasst. Eine Auswertung nach der Maximum-Likelihood Methode ergab folgenden Verteilungsparameter (Mittelwert μ , Standardabweichung σ) für die gewählte Log-Normalverteilung: **Log-N ($\mu = 0,055$; $\sigma = 0,028$) [M.-% Z]**. Diese Werte werden in Kapitel 7 für eine Prognose herangezogen werden. Eine Überprüfung der Hypothese, dass eine logarithmische Verteilung vorliegt, wurde auf dem 5%-Signifikanzniveau durch die angewandten Testverfahren (Kolmogorov-Smirnov; χ^2 , Anderson-Darling) nicht verworfen.

5.2 Quantifizierung der Oberflächenkonzentration c_s

5.2.1 Zur Abhängigkeit von der Lage

5.2.1.1 Vorüberlegungen

Die Auswertung von Chloridprofilen aus Auslagerungsversuchen von Wirje & Offrel [115] ergeben, dass die Chloridoberflächenkonzentration c_s linear mit der Höhe h über der Fahrbahnoberfläche fällt und im untersuchten Fall bei rd. $h = 3,8$ m den Grundchloridgehalt c_i des Betons erreicht, Bild 5-1. Die an separaten Auffangbehältern, siehe Bild 3-12, gemessene Chloridbelastung CB , nimmt exponentiell mit der Höhe über der Fahrbahn ab.

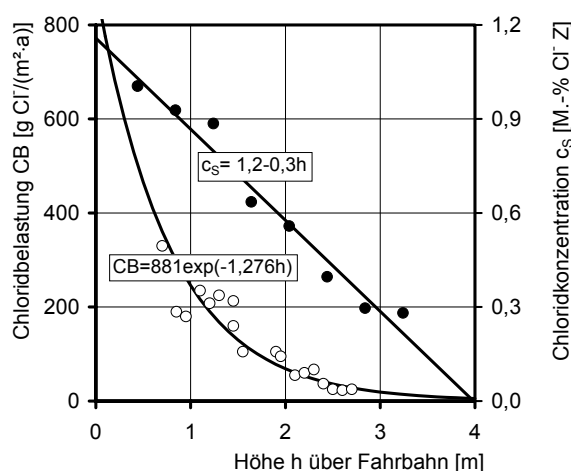


Bild 5-1:
Chloridbelastung CB bzw. aus Chloridprofilen gemäß Gleichung (2-30) errechnete Oberflächenkonzentration c_s als Funktion der Höhe über der Fahrbahn. Daten aus [11, 115], siehe auch Bild 3-12

Lindvalls Daten [110] wurden hinsichtlich des Aspekts der Orientierung zur Fahrbahn und der Hauptwindrichtung ausgewertet, Bild 5-2. Es können folgende eigene Schlüsse gezogen werden: In geringen Höhen ist die dem Verkehr zugewandte auch die maßgeblich belastete Fläche.

Hier dominiert das vom Wind nur wenig beeinflusste Spritzwasser. In größeren Höhen ergibt sich entlang des Pfeilerumfangs eine zunehmend gleichmäßigere und geringere Belastung durch die chlorid-

haltigen Aerosole. Hier gewinnt die Orientierung hinsichtlich der Hauptwindrichtung zunehmend an Bedeutung. In größeren Höhen sind die größten Belastungen an Flächen zu erwarten, die vor Schlagregen geschützt sind, d. h. in Bild 5-2 unten die Ostseite.

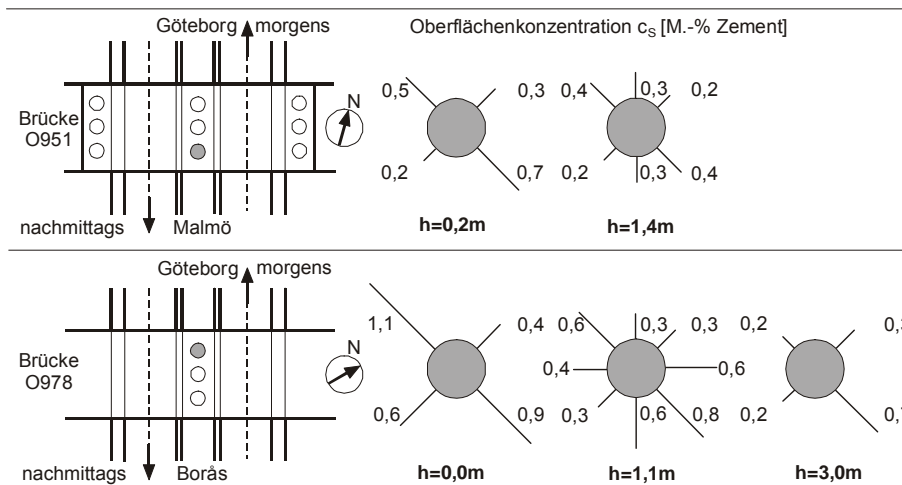


Bild 5-2: Chloridoberflächenkonzentration [M.-%-Z] von Mörtelscheiben identischer Zusammensetzung, Vorbehandlung und Alters ausgelagert an Randpfeilern zweier Brücken in Schweden auf unterschiedlichen Höhen h [m], horizontaler Abstand $a = 2$ bzw. 3 m zum Straßenrand, Auslagerung von Mitte Februar bis Mitte Mai 2001, Daten aus [110]

Aus Wirje & Offrels [115] Ergebnissen geht hervor, dass offensichtlich eine geringere Chloridbelastung für Bauteile ohne direkte Beregnung als für solche mit direkter Beregnung vorliegt, siehe Bild 3-13 und Bild 3-14. Ohne auf die Ursachen dieser Beobachtung einzugehen, wurde in HETEK [27] vorgeschlagen, eine Differenzierung nach einer Nass- und einer Trockenzone vorzunehmen.

Es ist nicht davon auszugehen, dass weniger Tausalz unterhalb von Brückenbauwerken im Vergleich zu den übrigen Fahrbahnbereichen gestreut wird. Ein Erklärungsansatz für die Beobachtungen ist, dass Niederschläge nicht direkt auf die Fahrbahn unterhalb von Brücken gelangen und somit die aufwirbelbare Wasserfilmdicke geringer ist. Dies würde für die Notwendigkeit der Unterscheidung zwischen Nasszonen und Trockenzone sprechen. Hierbei wird allerdings außer Acht gelassen, dass Mittelpfeiler an Autobahnen, neben der Überholspur angeordnet sind, die insbesondere im Winter deutlich geringere Verkehrsdichten (vor allem von Schwerlastverkehr als Hauptverursacher von Sprühnebel) aufweisen. Eine Unterscheidung von Nass- und Trockenzone als Merkmal für die Belastungsintensität erscheint hier nicht gerechtfertigt. Genauso wenig sollte zwischen der Lage in Bezug auf die einzelnen Fahrspurtypen (rechts, links, etc.) differenziert werden, da Begleitinformationen zu vermutlich weitaus bedeutenderen Einflüssen wie z. B. lokale Drainagewirkung des Fahrbahnbelags oder auch lokale Verkehrsdichte auf den einzelnen Fahrspuren in der Regel nicht vorliegen.

Es bleibt die Frage zu klären, in wie weit die für vertikal aufgehende Bauteile ermittelten Zusammenhänge auf horizontale Bauteile (Brückenüberbauten) mit z. T. gegliederten Querschnitten übertragbar sind. Volkwein [141] fand an Brückenuntersichten grundsätzlich Konzentrationen in einer Größenordnung vor, wie sie auf der entsprechenden Höhe gemäß des linearen Zusammenhangs in Bild 3-13 zu erwarten sind. Ausgedehnte Untersuchungen von Wesche & Neroth [113] an einem einzelnen Brückenüberbau zeigten jedoch, dass die Vertikalflächen von Plattenbalken tendenziell (durchschnittlich rd. 20 %) höhere Chloridgehalte im oberflächennahen Bereich aufwiesen als benachbarte Horizontalflächen der Überbauuntersichten. Insgesamt waren die Oberflächenkonzentrationen erwartungsgemäß sehr gering. Der Vergleich von Chloridprofilen der Überbauuntersichten oberhalb des Stand- bzw. Fahrstreifens ergab keine signifikanten Unterschiede. In Anbetracht der Vielfalt an Quer-

schnittsausbildungen, der damit einhergehenden aerodynamischen Eigenschaften und der letztendlich absolut betrachtet geringen Konzentrationen an Überbauuntersichten wird daher im Weiteren von einer getrennten Betrachtung horizontaler und vertikaler Flächen, die sich nicht in unmittelbarer Nähe von der Straße befinden, Abstand genommen.

Die bisherigen Ausführungen bezogen sich auf vertikale Flächen bzw. Untersichten von Betonbauteilen, die nur durch vorbeifahrenden bzw. darunter passierenden Verkehr durch chloridhaltige Aerosole belastet werden. In unmittelbarer Straßennähe sind dagegen horizontale Flächen (z. B. Oberseiten von Brückenkappen) getrennt zu betrachten, da hier die Verweildauer der chloridhaltigen Lösung als entscheidende Einflussgröße angesehen wird. Für Brückenkappengesimse liegen verschiedene Chloridquellen vor: a) Sickerwasser von der Brückenoberseite, b) Sprühnebel durch Verkehr auf und c) durch Verkehr unterhalb der Brücke. Der Beitrag dieser Quellen hängt von den jeweiligen geometrischen Ausbildungen und der Orientierung zur Hauptwindrichtung ab. Eine Quantifizierung der Oberflächenkonzentration als Funktion der Entfernung von der Fahrbahn ist im Fall von Brückenkappen folglich nicht sinnvoll.

Zusammengefasst ergeben sich folgende Schlussfolgerungen für die im Weiteren noch vorzunehmende Quantifizierung der Lageabhängigkeit:

- ❑ Die Chloridbelastung von Bauteilen sinkt exponentiell mit der Höhe über Fahrbahnoberkante. Ähnliche funktionale Zusammenhänge ergeben sich auch für die Abhängigkeit vom horizontalen Abstand zum Fahrbahnrand.
- ❑ Mit steigendem Angebot an chloridhaltigem Wasser erhöht sich, entsprechend der \sqrt{t} -Abhängigkeit für die kapillare Saugtiefe, die benötigte Zeit zur Aufnahme des Wasserangebots durch den Beton, so dass das Wasser folglich zunehmend an der Oberfläche abläuft bzw. verdunstet und nur ein Teil der Chloridbelastung vom Beton aufgenommen wird, siehe Bild 3-16.
- ❑ Das Zusammenspiel von Angebot an chloridhaltigem Wasser und gleicher Zeit aufnehmbarer Wassermenge führt zu einer über die Höhe linear abnehmenden Oberflächenkonzentration c_s .
- ❑ Der Übergang vom sog. Spritzwasserbereich in den Sprühnebelbereich ist bei Betrachtung der Oberflächenkonzentration fließend. Eine klare Trennung ist nicht möglich. Das Auftreten von Spritzwasser in Bauwerksnähe ist ohnedies als äußerst selten zu betrachten. Sprühnebel ist nahezu vollständig die Ursache für die Belastung von vertikalen Bauteilflächen mit Chloriden. Es ist deshalb zweckmäßig die Chloridbelastung als stetige, geschlossene Funktion des Abstandes (horizontal und vertikal) von der Fahrbahn zu quantifizieren und von den klassischen Begriffen des Spritz- und Sprühnebelbereichs Abstand zu nehmen.
- ❑ Eine Funktion, die geschlossen den Einfluss des horizontalen als auch des vertikalen Abstands berücksichtigt, liegt in der Literatur nicht vor und muss hier abgeleitet werden.
- ❑ Die Orientierung einer Betonfläche hinsichtlich der Fahrtrichtung des Verkehrs ist nur in geringen Höhen über Fahrbahnniveau von maßgebendem Einfluss. Darüber hinaus gewinnt die Orientierung zur Hauptwindrichtung und der damit verbundenen Schlagregenwahrscheinlichkeit zunehmend an Bedeutung.

- Die Oberflächenkonzentration c_s als Funktion der Entfernung vom Straßenrand kann in größeren Höhen über Fahrbahnniveau (z. B. für Überbauuntersichten von Brücken) gleichermaßen für vertikale und horizontale Betonflächen als Eingangsgröße zur Modellierung angesetzt werden.
- Befinden sich horizontale Bauteilflächen (z. B. Kappenoberseiten) in unmittelbarer Nähe von der Fahrbahn, oder liegen mehrere Chloridquellen vor (z. B. Brückengesimse), so müssen diese getrennt betrachtet werden. Die Ableitung einer funktionalen Beziehung zwischen Oberflächenkonzentration und Entfernung zur Fahrbahn ist für solche Flächen nicht sinnvoll. Hier muss eine pauschale Quantifizierung für diese Bauteilgruppen erfolgen.

5.2.1.2 Quantifizierung

Gesucht ist eine stetige Funktion mit welcher die an gesammelten Chloridprofilen bestimmten Oberflächenkonzentrationen, siehe Bild 5-3, geschlossen in Abhängigkeit von der Entfernung zur Fahrbahn quantifiziert werden können. Von allen 435 Realisierungen in Bild 5-3 wurden rd. 20 % durch Anpassung der Chloridprofile an das Modell in Gleichung (2-30) ermittelt, d. h. solche Chloridprofile mit mindestens 4 Stützstellen.

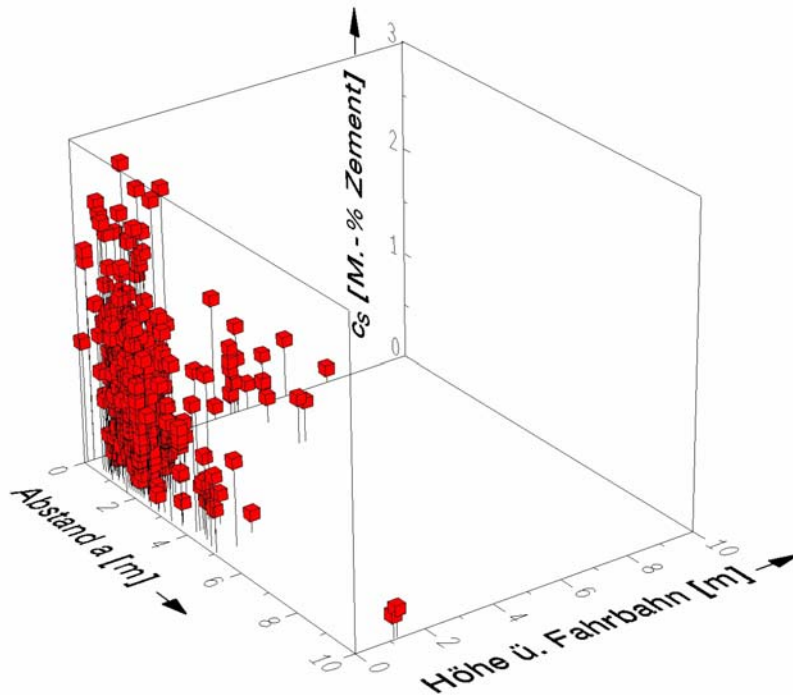


Bild 5-3:
Abhängigkeit der Oberflächenkonzentration c_s gesammelter Chloridprofile von dem horizontalen Abstand zur Straße a [m] und der Höhe h [m] über Fahrbahnoberkante, Stichprobenumfang $n = 435$

Bei den übrigen gesammelten Profilen mit nur drei Stützstellen wurde der Maximalwert, also in aller Regel der erste Wert in einer mittleren Tiefe von rd. 10 mm als Oberflächenkonzentration betrachtet, was im Fall eines konvektiv kontrollierten Eintrages (flacher Kurvenverlauf in Oberflächennähe) als gute Näherung betrachtet werden kann.

Die systematische Unterschätzung von c_s auf Grund dieses Vorgehens wird vermutlich weitgehend durch die überproportionale Zementstein- und damit Chloridanreicherung in Oberflächennähe kompensiert. Die Bild 5-3 zu Grunde liegenden Chloridprofile entstammen ausschließlich vertikal aufgehenden Flächen (Pfeiler, Stützwände, Tunnelwände) und Brückenuntersichten. Weiterhin ist zu bemerken, dass nur in sehr wenigen Einzelfällen die Zusammensetzung (Bindemittelart, w/b-Wert) des Betons bekannt war. Bei unbekannter Zusammensetzung wurde hier davon ausgegangen, dass es sich um einen Portlandzement (CEM I) mit $w/z = 0,40$ bis $0,60$, also im Mittel $w/z = 0,50$, handelt. Deshalb wurden die wenigen Stichproben mit bekanntermaßen anderem Bindemittel als CEM I bei der Auswertung vernachlässigt. Aus Bild 5-3 ist zu erkennen, dass die Oberflächenkonzentration mit zu-

nehmendem Abstand (horizontal bzw. vertikal) von der Straße abnimmt. Die sehr große Streuung der Daten erlaubt aber zunächst noch nicht einen eindeutigen funktionalen Zusammenhang abzulesen. Dieser Umstand wird vor allem dadurch verursacht, dass rd. 90 % der Daten in unmittelbarer Straßennähe mit einem Abstand von $a < 2$ und einer Höhe von $h < 1,0$ m gewonnen wurden.

Den Ergebnissen in Bild 5-1 und vereinzelt in der Literatur folgend ist davon auszugehen, dass die Oberflächenkonzentration linear mit der Höhe über der Fahrbahn abnimmt. Tendenziell konnte die lineare Abhängigkeit der Oberflächenkonzentration von der Höhe über der Fahrbahn in eigenen Bauwerksuntersuchungen bestätigt werden. Es war aber auch festzustellen, dass a) generell erhebliche Schwankungen der Oberflächenkonzentration zwischen unmittelbar benachbarten Untersuchungsstellen zu verzeichnen sind und b) im Bereich von abschirmenden Objekten wie Leitplanken auch deutlich geringere Konzentrationen gegenüber diesem linearen Trend vorliegen können, Bild 5-4. Da keine Angaben über evtl. vorhandene Leitplanken im Bereich der Entnahmestellen vorlagen, musste dieser Einfluss auf der konservativen Seite liegend vernachlässigt werden.

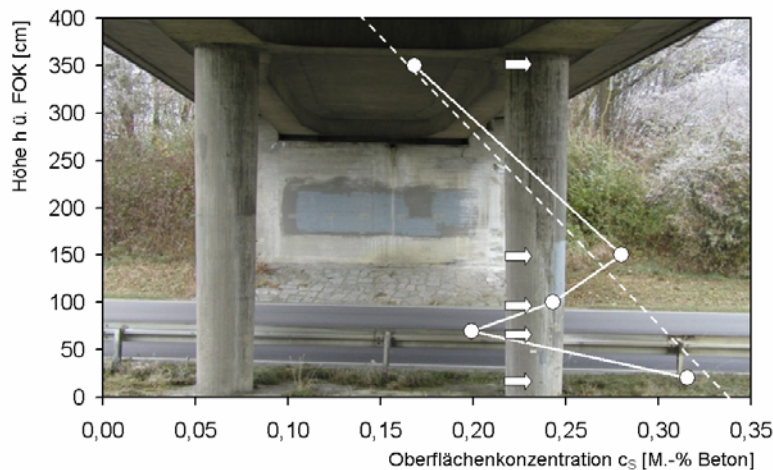


Bild 5-4: Oberflächenkonzentration eines Brückenpfeilers entlang der B11 bei Landshut in Abhängigkeit von der Höhe über der Fahrbahnoberkante: horizontaler Abstand zum Fahrbahnrand rd. $a = 180$ cm, 38 Jahre alt, 100 km/h Geschwindigkeitsbegrenzung. Beton: 320 kg/m^3 PZ 275, $w/z = 0,44$

An einzelnen Bauwerken wurden auch Bauteile in unterschiedlichem horizontalen Abstand untersucht, siehe Bild 4-23.

Dabei wurde erwartungsgemäß eine Abnahme der Oberflächenkonzentration auf gleicher Höhenlage mit steigendem Abstand von der Straße festgestellt. In der Regel können aber nur wenige Bauteile mit unterschiedlichem Abstand zur Straße an einem einzigen Bauwerk, d. h. unter sonst gleichen Bedingungen, untersucht werden. Eine Aussage über den funktionalen Einfluss des horizontalen Abstandes ist auf diese Weise nicht zu treffen. Systematische Auslagerungsversuche mit Betonproben liegen zum Einfluss des horizontalen Abstandes in der Literatur ebenso wenig vor. Es ist bekannt, dass die Chloridbelastung mit zunehmendem Abstand ähnlich rasch wie mit zunehmender Höhe, d. h. exponentiell, abnimmt, aber noch in großem Abstand von der Straße im Boden oder der Vegetation nachweisbar ist, Kapitel 2.1.3. Auf Grund des Einflusses der Erdschwere und der Windbewegung ist davon auszugehen, dass chloridhaltige Aerosole immer in größere horizontale Entfernungen im Vergleich zu Höhen über der Fahrbahn transportiert werden. Solch detaillierte Zusammenhänge sind aus den vorhandenen Daten in Bild 5-3 aber nicht herauszuarbeiten. Ohnedies sind nur Entfernungen von der Straße von Interesse, in welchen kritische Chloridkonzentrationen überschritten werden können. Für diese Zone wird davon ausgegangen, dass die chloridhaltigen Aerosole annähernd gleichmäßig in alle Richtungen aufgewirbelt und verteilt werden. Da ferner Beton bei starker Belastung nur einen Teil des Chloridangebots aufnimmt und sich so eine nahezu lineare Abhängigkeit von der Höhenlage ergibt, liegt die Vermutung nahe, dass die Oberflächenkonzentration mit steigendem horizontalen Abstand

ebenfalls linear abnimmt. Jenseits der Entfernung r_{\max} gemessen ab Straßenrand, liegt näherungsweise keine Chloridbelastung mehr vor und die Oberflächenkonzentration entspricht dem Grundchloridgehalt. Daraus leitet sich folgender Zusammenhang für den Mittelwert der lageabhängigen Oberflächenkonzentration ab, welcher in einer 3-dimensionalen Darstellung ein Viertelausschnitt eines spitzen Kegels ist, Bild 5-5:

$$\mu_{c_s(a,h)} = (\mu_{c_s,\max} - \mu_{c_i}) \cdot \left(1 - \frac{\sqrt{a^2 + h^2}}{\mu_{r,\max}}\right) + \mu_{c_i} \quad \text{mit } r = \sqrt{a^2 + h^2} \quad (5-1)$$

$\mu_{c_s,\max}$	Mittlere Oberflächenkonzentration, in unmittelbarer Straßennähe	[M.-% Z]
μ_{c_i}	Mittlerer Grundchloridgehalt	[M.-% Z]
a	horizontaler Abstand zur Straße	[m]
h	Höhe über Fahrbahnoberkante	[m]
$\mu_{r,\max}$	Entfernung ab dem die Oberflächenkonzentration gleich dem Grundchloridgehalt c_i ist	[m]

Für den **Grundchloridgehalt** wurde hier ein **Mittelwert von rd. $c_i = 0,055 \text{ M.-\% Z}$** angenommen, wie in Kapitel 5.1 erläutert. Durch die Transformation des horizontalen Abstandes a und der Höhe über Fahrbahn h in den Entfernungsvektor r , entspricht Gleichung (5-1) einer einfachen linearen Regressionsgleichung. Durch Anpassung von Gleichung (5-1) an die gemessenen Oberflächenkonzentrationen aus Bild 5-3 ergeben sich zunächst die **Mittelwerte für die Regressionsvariablen: $\mu_{c_s,\max} = 1,15 \text{ M.-\% Z}$ und $\mu_{r,\max} = 6,8 \text{ m}$.**

Es ist anzumerken, dass die Stichprobe sich zu rd. 70 % in solche Konzentrationen aufteilt, die an Bauwerken entlang von Autobahnen bzw. Bundesstraßen bestimmt wurden und der Rest von Bauwerken aus dem Stadtgebiet Münchens stammt. Eine separate Betrachtung dieser beiden Datengruppe erbrachte nur eine vernachlässigbar geringe Änderung (max. 15 %) für die Regressionsvariablen in Gleichung (5-1) mit sich, wobei sich entgegen den Erwartungen höhere max. Konzentrationen im Stadtbereich ergaben.

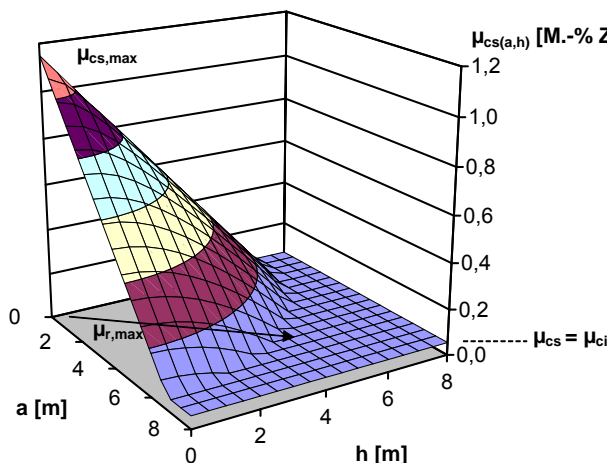


Bild 5-5:
3-D-Darstellung des funktionalen Zusammenhangs zwischen der mittleren Oberflächenkonzentration $\mu_{c_s(a,h)}$ und der Entfernung (horizontal „a“ und vertikal „h“) von der Straße

Diese Unterschiede verdeutlichen, dass der Einfluss der Verkehrsart vernachlässigt werden kann und eine Unterscheidung vor dem Hintergrund der damit verbundenen Verkleinerung der Einzelstichprobe auch nicht sinnvoll ist.

Zur vollständigen Beschreibung der Zufallsvariablen $c_s(a,h)$ muss die beträchtliche Streuung um den Mittelwert bei gleicher Entfernung von der Straße quantifiziert werden. Dazu wurde der Streuungsfaktor $\varepsilon_{c_s(a,h)}$ für die Oberflächenkonzentration, d. h. das Verhältnis des wahren gemessenen und des durch die Anpassung errechneten Wertes für jedes Datentripel (c_s , a , h) bestimmt:

$$\varepsilon_{c_s(a,h)} = \frac{c_s(a,h)_{\text{gemessen}}}{c_s(a,h)_{\text{berechnet}}} \quad (5-2)$$

$\varepsilon_{c_s(a,h)}$ Streuungsfaktor für die Oberflächenkonzentration [-]

$c_s(a,h)_{\text{gemessen}}$	An den Koordinaten a und h bestimmte Oberflächenkonzentration	[M.-% Z]
$c_s(a,h)_{\text{berechnet}}$	Nach Gleichung (5-1) an den Koordinaten a und h errechnete Oberflächenkonzentration	[M.-% Z]

Ist die Verteilung des Streuungsfaktors bekannt, so ergibt sich aus dem Produkt der deterministischen Funktion (5-1) und der Verteilungsfunktion für $\varepsilon_{cs(a,h)}$ die vollständige Zufallsvariable:

$$c_s(a,h) = \mu_{c_s(a,h)} \cdot \varepsilon_{c_s(a,h)} \quad (5-3)$$

Für die Oberflächenkonzentration und folglich für $\varepsilon_{cs(a,h)}$ kommen nur Verteilungsfunktionen in Frage, die auf den positiven Zahlenbereich beschränkt sind. Eine hervorragende Anpassung des Streuungsfaktors ergibt sich durch die häufig in der Technik angewandte Log-Normalverteilung, Bild 5-6.

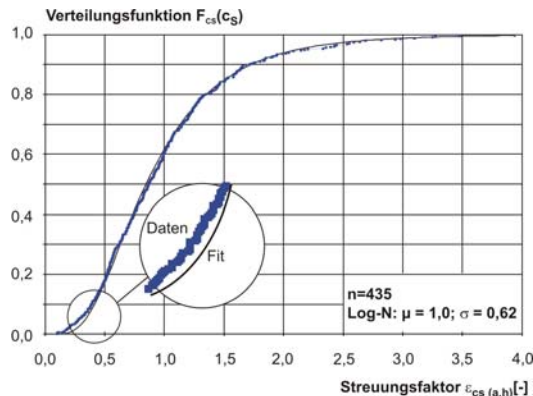


Bild 5-6: Summenhäufigkeit für den Streuungsfaktor $\varepsilon_{cs(a,h)}$ der Oberflächenkonzentration und Anpassung (Fit) einer Log-Normalverteilungsfunktion

Der **Mittelwert des Streuungsfaktors** $\varepsilon_{cs(a,h)}$ aller Datentripel ergibt rd. $\mu = 1$. Die **Standardabweichung** liegt bei rd. $\sigma = 0,62$. Die Hypothesen-Tests (Kolmogorov-Smirnoff; χ^2 und Anderson-Darling) bestätigten, dass die Annahme der Log-Normalverteilung auf dem 5%-Niveau nicht verworfen werden sollte.

Hauptursache für die verhältnismäßig große Standardabweichung ist neben den inhärenten Streuungen (Inhomogenität des Betons) die Tatsache, dass andere Einflüsse in dem formulierten Modell unberücksichtigt blieben. Dies sind im Einzelnen:

a) die Betonzusammensetzung, b) lokale Unterschiede in der Tausalzaufbringung entsprechend dem Mikroklima und der potentiellen Verkehrsfährdung, c) die Beschaffenheit der Straßenoberfläche und die damit verbundenen Menge an emittierten Aerosolen, d) lokale Lee-Luv-Effekte mit Auslaugung an schlagregenbeanspruchten Flächen und Anreicherungen an dem Wind abgewandten Seiten (siehe Bild 5-2) und schließlich e) die Abhängigkeit vom Untersuchungszeitpunkt in Bezug auf vorangehende Chloridbelastungsphasen. Zu diesen Einflüssen liegen keine begleitenden Informationen als Kriterium zur Bildung von Untergesamtheiten vor. Die Unsicherheiten durch die unzureichenden Informationen werden aber durch den Streuungsfaktor $\varepsilon_{cs(a,h)}$ nach Bild 5-6 abgedeckt.

Hinsichtlich der Anwendung der hier hergeleiteten Quantifizierung für die Oberflächenkonzentration c_s ist anzumerken, dass die zur Verfügung stehenden Chloridprofile nahezu vollständig an dem Verkehr zugewandten Flächen bestimmt wurden, welche zumindest auf geringen Höhen als maßgebende Belastungsbereiche betrachtet werden können. Bild 5-2 legt nahe, dass an dem Verkehr abgewandten Seiten ab Höhen von rd. 1,5 m über der Straße von einer nahezu gleichmäßigen Verteilung entlang ausgegangen werden kann, woraus folgt, dass durch die aufgestellte Funktion der gesamte Umfang von vertikalen Bauteilen oberhalb dieses Grenzbereichs abgebildet wird. Darunter ist an Flächen die dem Verkehr abgewandt sind von einer Überschätzung der Oberflächenkonzentration auszugehen.

Wie eingangs erwähnt, ist eine funktionale Abhängigkeit für die Oberflächenkonzentration von der Lage in Bezug zur Chloridquelle nur dann sinnvoll, wenn nur eine Chloridquelle vorliegt. Für **Brü-**

ckenkappengesimse (vertikale Flächen) liegen verschiedene Chloridquellen vor: Verkehr unterhalb und oberhalb der Brücke. Ein funktionaler Zusammenhang zwischen Oberflächenkonzentration und Lage zur Chloridquelle ist für diesen Fall nur schwerlich abzuleiten. Deshalb wurde hier eine pauschale Quantifizierung für Brückenkappengesimse mit $n = 30$ Stichproben aus 15 verschiedenen Bauwerken für eine erste grobe Schätzung vorgenommen mit dem Ergebnis: **Log-N ($\mu_{c_s} = 0,60$; $\sigma = 0,51$) [M.-% Z]**, wobei die Bandbreite der Messwerte zwischen 0,13 und 2,3 M.-% Z lag.

5.2.2 Zur Abhängigkeit von der Betonzusammensetzung

Die zuvor vorgenommene Quantifizierung der Oberflächenkonzentration als Funktion der Entfernung zur Straße erfolgte mit Chloridprofilen, für welche die zugehörige Betonzusammensetzung in aller Regel nicht bekannt war. Es wird angenommen, dass diese Betone mit CEM I und im Mittel mit $w/z = 0,50$ hergestellt wurden. Diese Zusammensetzung wird im Weiteren für die Oberflächenkonzentration als Referenz betrachtet. Weicht im Fall einer Dauerhaftigkeitsbemessung die gewählte bzw. im Fall eines existierenden Bauwerkes die vorhandene Betonzusammensetzung von dieser Referenzzusammensetzung ab, dann muss dies ggf. bei der Abschätzung der Oberflächenkonzentration berücksichtigt werden.

Trägt man nach Bild 5-1 die Oberflächenkonzentration c_s über der Chloridbelastung der jeweiligen Höhenkote auf, so erlaubt dies den Vergleich mit einer Chloridbindungsisotherme, wie sie sich bei ständiger Einlagerung des Betons in Chloridlösung ergeben würde (äquivalente Bindungsisotherme), Bild 5-7.

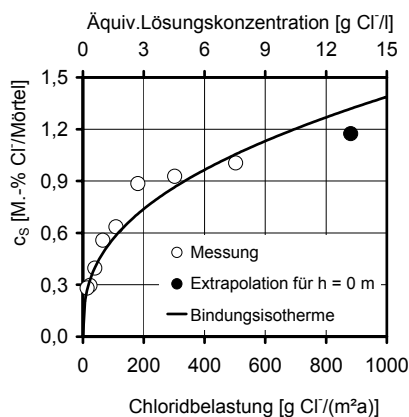


Bild 5-7: Oberflächenkonzentration als Funktion der Chloridbelastung (beide aus Bild 5-1) und Gegenüberstellung mit Bindungsisotherme für die untersuchte Mörtelzusammensetzung gemäß den Daten aus Tabelle 2-1

Für das Beispiel folgt, dass die auf einer Höhe von $h = 0$ extrapolierte, maximale Chloridbelastung äquivalent zu einer ständigen Einlagerung in einer rd. 1,2-1,5%-igen Chloridlösung ist. Dieser Wert steht in guter Übereinstimmung mit mittleren Konzentrationen, die an Straßenwässern gemessen wurden, siehe Kapitel 2.1.2.

Dies führt zu der wichtigen Erkenntnis, dass bekannte Chloridbindungsisothermen verwendet werden können, um von der gemessenen Oberflächenkonzentration eines Betons näherungsweise auf diejenige eines bislang nicht exponierten Betons mit beliebiger Zusammensetzung zu schließen (Prinzip des Dreisatzes), Bild 5-8. Dieses Prinzip wird kurz am Beispiel erläutert: Angenommen ein Bauteil soll im Abstand $a = 1,75$ m von der Straße errichtet werden. Dann ergibt sich auf der relevanten Höhenkote $h = 0$ m nach dem Modell in Kapitel 5.2.1 ein Schätzwert für die Oberflächenkonzentration von Log-N ($\mu_{c_s} = 0,85$; $\sigma = 0,62 \cdot \mu_{c_s} = 0,53$) [M.-% Z]. Werden Bindungsisothermen von Tang [22] zu Grunde gelegt, wie in Kapitel 2.2.2 beschrieben, dann ergibt sich nach dem Prinzip des Dreisatzes bei Verwendung eines Betons mit CEM III/A und $w/b = 0,40$ ein höherer Schätzwert für die Oberflächenkonzentration c_s von Log-N ($\mu_{c_s} = 1,1$; $\sigma = 0,62 \cdot \mu_{c_s} = 0,68$) [M.-% Z], Bild 5-8. Die Wahl eines CEM I mit

$w/z = 0,40$ statt $0,50$ hat eine vergleichsweise geringe Auswirkung auf den Schätzwert der Oberflächenkonzentration.

Grundsätzlich ist das Prinzip des Dreisatzes auch unter Ansatz der Streuung von Isothermen anzuwenden. Aus der Literatur sind aber keine vergleichbaren Funktionen für Chloridbindungsisothermen bekannt, so dass eine statistische Auswertung hier nicht möglich war.

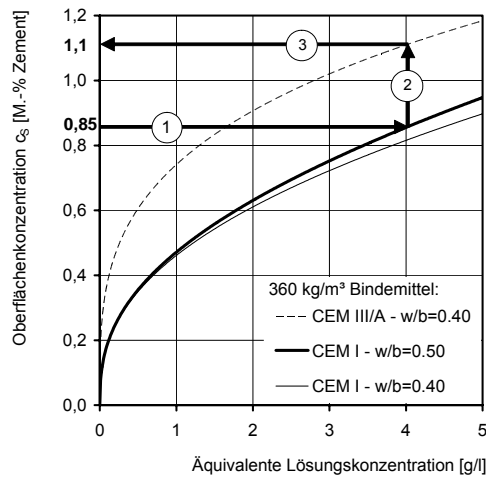


Bild 5-8:

Prinzip des Dreisatz zur Übertragung bekannter Oberflächenkonzentrationen auf Betone anderer Zusammensetzung mit Bindungsisothermen aus [22], siehe auch Kapitel 2.2.2

Verglichen mit der erheblichen Streuung, die bereits der Funktion zur Lageabhängigkeit zu Grunde liegt, kann die Streuung von im Labor bestimmten Bindungsisothermen vermutlich als geringfügig betrachtet werden. Hier wird deshalb der deterministische Weg nach Bild 5-8 als ausreichend genau für eine Abschätzung des Einflusses der Betonzusammensetzung angesehen.

5.2.3 Zur Abhängigkeit von der Zeit

In einer Meerwasserumgebung kann von einer Zunahme der Oberflächenkonzentration mit der Zeit ausgegangen werden, siehe auch Kapitel 2.2.3. In Straßenbauwerken ist nicht eine stetige Steigerung der Oberflächenkonzentration, sondern vielmehr eine Fluktuation während des Jahres zu erwarten. Ein klarer Trend für die Zeitabhängigkeit der Oberflächenkonzentration konnte an der Hand der ausgewerteten Daten tatsächlich auch nicht festgestellt werden. Die in Kapitel 5.2.1 vorgenommene Quantifizierung ist somit als zeitlicher Mittelwert zu verstehen. Dies ist insofern gerechtfertigt, als dass davon ausgegangen werden kann, dass die Chloridgehaltsbestimmungen gleich verteilt über das Jahr stattfanden und die statistische Auswertung auf einer verhältnismäßig großen Stichprobe basiert.

6 Quantifizierung der Transportvariablen

6.1 Quantifizierung der Konvektionsgeschwindigkeit

6.1.1 Vorüberlegungen

Lunk [60] führte umfangreiche Untersuchungen hinsichtlich der Einflüsse auf das kapillare Eindringen von Wasser und darin gelöster Salze durch. Lunks Chloridprofile wurden hier herangezogen und gemäß des gewählten Modells nach Gleichung (2-30) ausgewertet, Bild 6-1. Die Folgerungen aus Bild 6-1 sind:

- Zusatzstoffe wie Flugasche (FA), Hüttensand (CEM III) und Silikastaub („silica fume“ – SF) verfeinern das Porengefüge und reduzieren die kapillare Eindringgeschwindigkeit chloridhaltigen Wassers erheblich, während Zemente mit hohem Sulfatwiderstand (HS) durch die geringere Chloridbindekapazität deutlich höhere Konvektionsgeschwindigkeiten aufweisen. Die Tatsache, dass sich im Fall des silikahaltigen Betons ein Chloridprofil einstellt, dass auf einen reinen Diffusionsvorgang hindeutet und sich deshalb rechnerisch keine Konvektion einstellt, ist auf die Zementsteinanrei-

cherung an der Betonoberfläche („skin effect“) zurückzuführen, was im Zusammenhang mit der Dispersivität in Kapitel 6.2.1 weiter diskutiert wird.

- Der mittlere Porendurchmesser und somit die Konvektionsgeschwindigkeit steigen mit zunehmendem w/b-Wert an. Ferner sind die Abnahme der Chloridbindungsrate mit der Eintragungsgeschwindigkeit des Wassers, siehe Bild 2-11, und die Verminderung der Tortuosität mit steigendem w/b-Wert als Ursachen für den Anstieg der Konvektionsgeschwindigkeit zu betrachten.

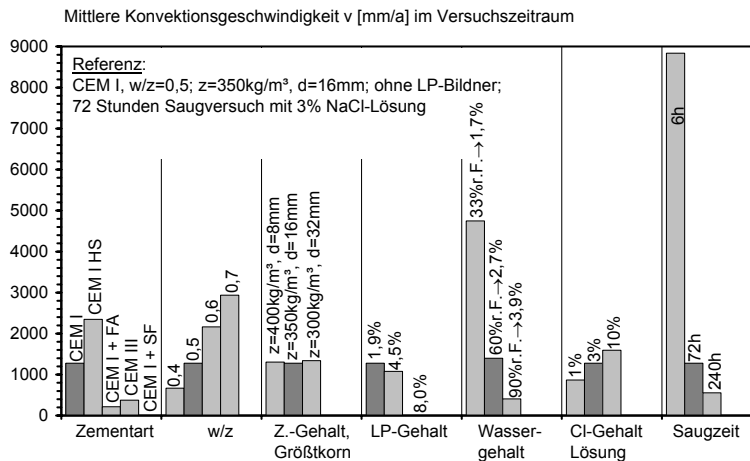


Bild 6-1:

Einfluss von Zementart, w/z-Wert, Zementgehalt bzw. Größtkorndurchmesser, Luftporengehalt, Wassergehalt des Betons vor Saugbeginn und Chloridkonzentration der aufgesaugten Lösung auf die Konvektionsgeschwindigkeit v [mm/a] bestimmt aus Chloridprofilen im Anschluss an kapillare Saugversuche mit Beginn im Alter von 90 Tagen. Ergebnisse durch Auswertung von Chloridprofilen aus [60] nach Gleichung (2-30).

- Der Zementgehalt bzw. der Größtkorndurchmesser üben nur geringen Einfluss auf die Konvektionsgeschwindigkeit aus.
- Künstliche Luftporen reduzieren die kapillare Sauggeschwindigkeit, wie auch aus Lunks [60] unabhängigen Messungen der Wassereindringtiefe hervorgeht. Im praxisrelevanten Bereich des Luftporengehaltes von $\leq 4,5\%$ ist der Einfluss aber vernachlässigbar klein. Der sich aus der Auswertung der Chloridprofile ergebende Regressionswert für die Chloridkonvektionsgeschwindigkeit von $v = 0$ bei einem LP-Gehalt von 8% ist auf die Zementsteinanreicherung an der Betonoberfläche („skin effect“) zurückzuführen, was ebenso in Kapitel 6.2.1 tiefer behandelt wird.
- Je trockener der Beton vor Saugbeginn ist, desto schneller findet das kapillare Saugen statt, was bereits aus Versuchen von Volkwein [63] hervorging.
- Offenbar steigt die Konvektionsgeschwindigkeit mit zunehmender Chloridkonzentration der aufgesaugten Lösung. Dies ist mit einer verstärkten Absättigung der Bindungsplätze zu erklären, wodurch nachfolgende Chloride leichter eindringen können.
- Den weitaus größten Einfluss auf den Messwert der Konvektionsgeschwindigkeit übt die Dauer des kapillaren Saugversuchs aus. Die Eindringgeschwindigkeit nimmt erwartungsgemäß sehr rasch mit zunehmender Saugzeit gemäß des gewählten Potenzansatz nach Gleichung (2-31) ab.

Oberflächen von Straßenbauwerken sind nicht wie in kapillaren Saugversuchen permanent mit einem geschlossenen Wasserfilm bedeckt, sondern werden nur zeitweilig von einem feinen Wassernebel benetzt. Die in kapillaren Saugversuchen bestimmte mittlere Konvektionsgeschwindigkeit v des Chlorids muss folglich als maximaler in der Praxis nicht erreichbarer Wert betrachtet werden. Diese These wird dadurch untermauert, dass in kapillaren Saugversuchen Eindringtiefen in wenigen Tagen erreicht

werden, wie sie an Bauwerken bzw. ausgelagerten Probekörper in einer Straßenumgebung erst nach deutlich längeren Zeiträumen zu beobachten sind, [60, 63].

In diesem Zusammenhang muss auch beachtet werden, dass Wasser nicht als geschlossener Film an die Betonoberfläche gelangt, sondern in Form von Aerosolen. Wenn eine Pore an der Oberfläche seltener von Aerosolen benetzt wird, dann wird dieses Wasser zwar genauso schnell eingesaugt, die erreichte Eindringtiefe nimmt jedoch mit abnehmender Benetzungshäufigkeit ab, weil der Wasserfilm an der Oberfläche abreißt. Da die Expositionszeit t eine stetige Variable ist (Zeit wird im Modell durchlaufend ab Expositionszeit gezählt), sinkt das Verhältnis von Eindringtiefe x und Expositionszeit t , also die Konvektionsgeschwindigkeit $v = x/t$.

Mit zunehmendem Abstand von der Straße vergrößert sich der relative Abstand zwischen den einzelnen Wasserpartikeln in der Luft wodurch immer weniger Betonporen je Flächeneinheit benetzt werden. Somit verliert die Konvektion mit abnehmender Beaufschlagungsmenge (Dichte der Wasserpartikel in der Luft) somit immer weiter an Intensität. Da die Chloridbeaufschlagung maßgeblich durch die Entfernung von der Straße abhängt, ergibt sich zwangsläufig, dass auch die Konvektionsgeschwindigkeit eine Funktion der Entfernung von der Straße sein muss.

Der Einfluss der Entfernung von der Straße lässt sich durch die Auswertung der Auslagerungsversuche von Wirje & Offrell [115] sowie Lindvall [110] herausarbeiten, Bild 6-2 und Bild 6-3. Tendenziell ergibt sich eine lineare Abnahme der Konvektionsgeschwindigkeit mit der Höhe über der Fahrbahn.

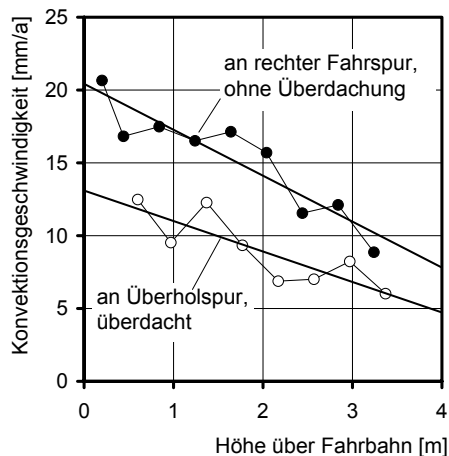


Bild 6-2:

Mittlere Konvektionsgeschwindigkeit v in Abhängigkeit von der Höhe über der Fahrbahn durch Anpassung von Gleichung (2-30) an Chloridprofile gewonnen an Mörtelscheiben, welche entlang einer schwedischen Autobahn mit und ohne (unter Brücke) Überdachung über einen Zeitraum von 4,5 Monaten ausgelagert wurden, siehe auch Bild 3-13 und Bild 3-14. Chloridprofile aus [115]

Abweichungen von diesem Trend ergeben sich analog zur Chloridoberflächenkonzentration, wenn durch die geometrische Ausbildung und die Orientierung zur Hauptwindrichtung bzw. dem Verkehr auch in größerer Höhe über Fahrbahn eine verstärkte Belastung mit chloridhaltigem Sprühnebel auftritt (siehe Bild 5-2 und Bild 6-3 rechts unten).

Solche Abweichungen lassen sich nicht durch einfache mathematische Funktionen abbilden und müssen als Streuung um den mittleren Trend verarbeitet werden.

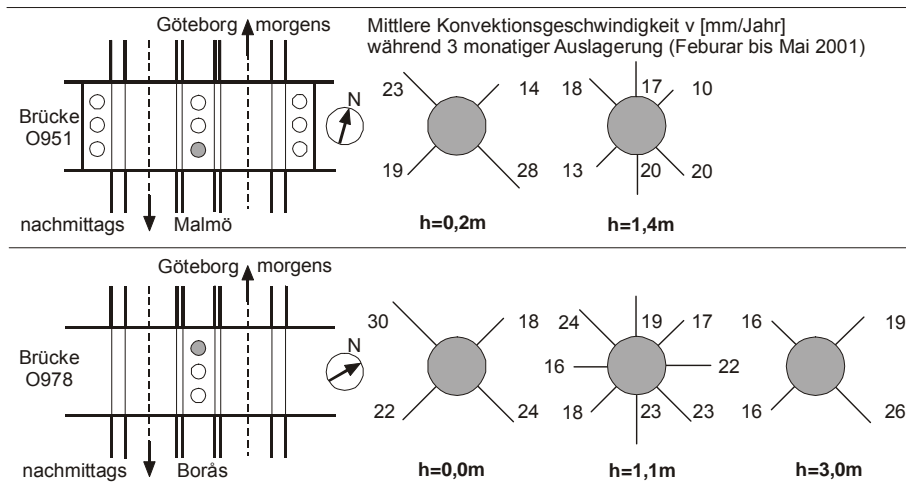


Bild 6-3: Durch Anpassung von Gleichung (2-30) an Chloridprofile errechnete mittlere Konvektionsgeschwindigkeit v [mm/a] von Chlorid in Mörtelscheiben identischer Zusammensetzung, Vorbehandlung und Alters, ausgelagert an Randpfelern von zwei schwedischen Brücken auf den Höhen h [m] und im Abstand $a = 2$ bzw. 3 m zum Straßenrand, Auslagerung von Mitte Februar bis Mitte Mai 2001, Chloridprofile aus [110]

Zusammenfassend wird gefolgert:

- Als maßgebliche Einflüsse auf die Konvektionsgeschwindigkeit von Chlorid in Beton wird in der Rangfolge der Bedeutung für den praxisrelevanten Wertebereich betrachtet: a) die Saugzeit; b) Wassergehalt vor Beginn jeder Saugphase; c) die Entfernung von der Straße, d) die Zementart; e) das Wasser-Zementverhältnis; f) die Konzentration der Chloridlösung, also von Straßenwässern während des Winters; g) der Gehalt an künstlichen Luftporen im Beton.
- Kapillare Saugversuche eignen sich gut, um Einflüsse aus der Betonzusammensetzung in Relation zu setzen. Die Absolutwerte der in Saugversuchen bestimmbaren Konvektionsgeschwindigkeit v sind nicht direkt auf Straßenbauwerke übertragbar und müssen normiert werden, um die sich ergebenden Relationen bzw. funktionalen Abhängigkeiten für eine Prognose nutzen zu können.
- Über Absolutwerte für die Konvektionsgeschwindigkeit v können nur Auslagerungsversuche, Versuche unter Simulation der Straßenumgebung bzw. Bauwerksuntersuchungen Aufschluss geben.

6.1.2 Zur Abhängigkeit von der Betonzusammensetzung

Es stellt sich zunächst die Frage nach den physikalischen Erklärungen für einen Anstieg der Konvektionsgeschwindigkeit mit dem w/b -Wert, siehe Bild 6-1. Soll die Porosität ε (Verhältnis von Porenvolumen zu betrachtetem Betonvolumen) steigen, ohne dass gleichzeitig die Tortuosität T (Quotient aus effektiver Weglänge L_{eff} und kürzester Wegstrecke in x -Richtung) verändert wird, siehe auch Bild 2-2 und Erläuterungen in Kapitel 2.2.3, dann ist dies nur bei Betrachtung eines modellhaften Porensystems möglich, dass aus parallelen Poren in Transportrichtung besteht. Steigert man nun die Anzahl solcher paralleler Poren, wird zwar die Menge an aufgesaugtem chloridhaltigen Wasser, genauer die Konvektionsstromdichte j [$\text{kgCl}/(\text{m}^2\cdot\text{s})$], zunehmen, die Eindringtiefe in den einzelnen Poren und damit die Konvektionsgeschwindigkeit v bleiben aber unabhängig von der Zunahme der Porosität ε , solange sich die Porengröße nicht ändert. Ein Anstieg der Porosität mit dem w/b -Wert ist folglich nicht der Grund für die Zunahme der Konvektionsgeschwindigkeit v . Vielmehr kommen folgende Ursachen für einen Anstieg der Konvektionsgeschwindigkeit v mit dem w/b -Wert in Betracht:

- a) Erhöhung der Sauggeschwindigkeit des Wassers durch vergrößerten mittleren Kapillarporendurchmesser

- b) Erhöhung der Sauggeschwindigkeit durch zunehmende Vernetzung des Porensystems, da an Abzweigen mehrfache Kapillarsogkräfte wirken
- c) Verminderung der Chloridbindung bei Zunahme der Sauggeschwindigkeit des Wassers, siehe Bild 2-11, d. h. Verstärkung der Effekte (a) und (b)
- d) Verminderung der Tortuosität bei gleicher Sauggeschwindigkeit in den einzelnen Poren und damit höhere Eindringtiefe und folglich rechnerisch höhere Konvektionsgeschwindigkeit

Zu (a): Geht man zunächst modellhaft davon aus, dass eine Zunahme des Kapillarporenvolumens sich ausschließlich auf den mittleren Porendurchmesser auswirkt, dann würde der Porendurchmesser mit der Wurzel der Steigerung des Kapillarporenvolumens zunehmen. Ferner steigt die Sauggeschwindigkeit des Wassers maximal mit der Wurzel des mittleren Porenradius, siehe Gleichung (2-13). Damit steigt die Konvektionsgeschwindigkeit maximal mit der 4. Wurzel der Änderung des Kapillarporenvolumens an. Ab einem Grenzwert w/b_{Grenz} , oberhalb dessen Kapillarporen gebildet werden, sollte die Konvektionsgeschwindigkeit folglich um den Faktor $(w/b - w/b_{\text{Grenz}})^{1/4}$ steigen. Ein solch degressives Verhalten ist nicht festzustellen. Die Steigerung des mittleren Porenradius ist daher scheinbar nicht von primärer Bedeutung.

Zu (b): Bild 6-4 zeigt schematisiert, dass die Konvektionsgeschwindigkeit mit wachsendem w/b -Wert auf Grund sich bildender Verzweigungen steigen muss. Übertritt der Wasserminiskus die Verzweigung einer Pore, können sich die „Abzweige“ ebenfalls am Saugvorgang beteiligen. Da die treibende Kraft des Saugvorgangs der Kapillarsog am Wasserminiskus ist, nimmt die Sauggeschwindigkeit bei gleichem Durchmesser der Poren entsprechend der Anzahl sich ausbildender Wasserminisken an einer Pore zu. Dagegen erhöhen zusätzliche Poren in Transportrichtung nicht die Sauggeschwindigkeit, sondern nur den Wasserstrom durch den Beton. Legt man das stark vereinfachte Schema in Bild 6-4 zu Grunde, dann erhöht sich danach die Konvektionsgeschwindigkeit v um folgenden Faktor: $1+2 \times \text{Anzahl der Kreuzungspunkte}$. Nach diesem sehr einfachen Rechenschema steigt die Konvektionsgeschwindigkeit v auf lineare Weise mit der Anzahl kapillaraktiver Poren.

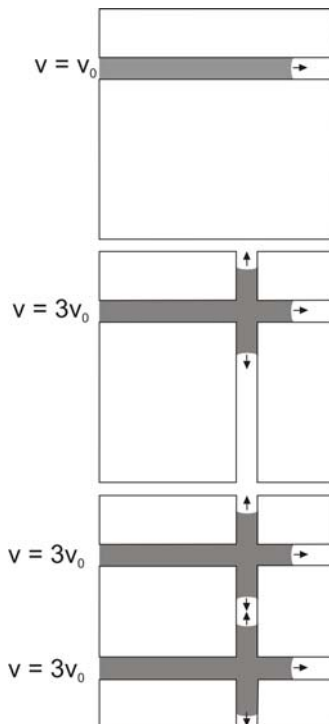


Bild 6-4:

Stark vereinfachendes, 2-dimensionales Modell zum Wachstumscharakter der Konvektionsgeschwindigkeit v in Abhängigkeit von der Anzahl kapillaraktiver Poren und damit in Abhängigkeit vom Wasser-Bindemittel-Verhältnis. Volumenelemente mit 1, 2 und 3 Poren mit entsprechend 0, 1 und 2 Verzweigungen und Sauggeschwindigkeiten von v_0 , $3v_0$ und $3v_0$.

Die Bildungsrate der Poren bei Anstieg des w/b -Wertes kann durch einen Proportionalitätsfaktor beschrieben werden, der das Verhältnis der Änderung des Porenvolumens zur Änderung der Änderung des Anmachwasservolumens ausdrückt, $p = \Delta V_P / \Delta V_W$. Überträgt man das Prinzip aus Bild 6-4 in den 3-dimensionalen Raum dann ist die Rate (Wahrscheinlichkeit) der Bildung von Poren in der Transportrichtung x als auch in den dazu senkrechten Richtungen (y und z) gleich und beträgt: $(w/b) \cdot p/3$. Die Bildungsrate von Abzweigen je Pore senkrecht zur Transportrichtung beträgt dann: $2 \cdot 2 \cdot [(w/b) \cdot p/3]$ (jeweils 2 Abzweige in y - und z -Richtung). Die Konvektionsgeschwindigkeit ist dann gleich $v = v_0 \cdot (1 + 4 \cdot (w/b) \cdot p/3)$.

Oberhalb der Wasserbindekapazität des Bindemittels sollte zusätzlich eingebrachtes Wasser vollständig zur Bildung von Kapillarporen führen. Da ferner bei einer Erhöhung von w/b das zusätzliche Kapillarporenvolumen ΔV_P nicht größer sein kann, als das Volumen des zusätzlich eingebrachten Wassers ΔV_W , muss für w/b -Werte jenseits der Wasserbindekapazität des Zementes gelten: $p = 1$. Für w/b -Wertebereiche unterhalb der Wasserbindekapazität des Zementes müsste dagegen theoretisch $p = 0$ gelten, da bei vollständiger Hydratation kein Überschusswasser verbliebe. Je nach erzieltm Hydratationsgrad ändert sich der w/b -Wert, ab welchem Überschusswasser für die Bildung von Kapillarporen verbleibt. Bei dieser Betrachtung dürften bei einem Beton mit einem Hydratationsgrad von rd. 75% für den Bereich $w/b < 0,3$ keine Kapillarporen mehr vorliegen und die Konvektionsgeschwindigkeit sollte bei $v = 0$ liegen. Ein solcher Trend geht auch aus den Laborergebnissen von Lunk [60] hervor, Bild 6-1. Bei praxisüblichen Werten für w/b kann folglich von $p = 1$ ausgegangen werden.

Zu (c) und (d): Für die Abhängigkeit der Bindung von der Sauggeschwindigkeit und der Tortuosität vom w/b -Wert lässt sich kein analytisches Modell ableiten. Diese müssen empirisch eingearbeitet werden. Hierzu, wird ein Regressionskoeffizient $a_{v(w/b)}$ eingeführt.

Da der Absolutwert der Sauggeschwindigkeit v_0 der in Bild 6-4 modellhaft betrachteten Poren nicht bekannt ist, wird die sich im Beton einstellende Sauggeschwindigkeit in Relation zu jener Sauggeschwindigkeit gesetzt, die sich bei einem als Referenzwert von $w/b = 0,5$ ergibt. Es ergibt sich folgendes Gesamtmodell:

$$\frac{v(w/b)}{v(w/b=0,50)} = k_{v(w/b)} = \left[\frac{(w/b - w/b_{\text{Grenz}})^{1/4}}{(0,5 - w/b_{\text{Grenz}})^{1/4}} \cdot \frac{\left(1 + 4 \cdot \frac{w/b}{3}\right)}{\left(1 + 4 \cdot \frac{0,5}{3}\right)} \right]^{a_{v(w/b)}} \quad (6-1)$$

$v(w/b)$	Konvektionsgeschwindigkeit als Funktion des w/b -Wertes	[-]
$v(w/b=0,50)$	Konvektionsgeschwindigkeit für Referenzbeton (CEM I, $w/b=0,50$)	[-]
w/b	Wasser-Bindemittel-Verhältnis	[-]
$k_{v(w/b)}$	Mittelwert des Faktors zur Abhängigkeit der Konvektionsgeschwindigkeit v vom w/b -Wert	[-]

w/b_{Grenz}	Wasser-Bindemittel-Verhältnis, ab welchem Kapillarporen entstehen	[-]
$a_{v(w/b)}$	Regressionsvariable zur Berücksichtigung der Abhängigkeit des Bindens von der Sauggeschwindigkeit und der Tortuosität vom w/b -Wert	[-]

Es gilt nun das aufgestellte Modell zu überprüfen und zu kalibrieren. In der Literatur lassen sich nur wenige Quellen zum kapillaren Saugen von Salzlösungen unter systematischer Variation der Betonzusammensetzung finden, aus welchen Chloridprofile für eine Auswertung hervorgehen. Hier wurden Chloridprofile aus breit angelegten Auslagerungsversuchen von Nilsson et. al [80] in Schweden und solche aus kapillaren Saugversuchen im Labor von Lunk [60] ausgewertet, siehe Kapitel 3.2.4 und 3.2.5.3. Zunächst wurden alle errechneten Konvektionsgeschwindigkeiten v für Beton mit CEM I auf den Mittelwert aller Ergebnisse mit $w/b = 0,50$ bezogen. Es wurde also der Faktor $k_{v(w/b)}$ nach Gleichung (6-1) berechnet. Das entspricht einer Normierung in Bezug auf die Referenzbetonzusammensetzung (CEM I, $w/b = 0,5$). Dieser Faktor wurde $k_v(w/b)$ kann gegen w/b aufgetragen werden, Bild 6-5. Die beiden unbekanntenen Variablen ($a_{v(w/b)}$ und w/b_{Grenz}) können über Minimierung des Fehlerquadrats berechnet werden.

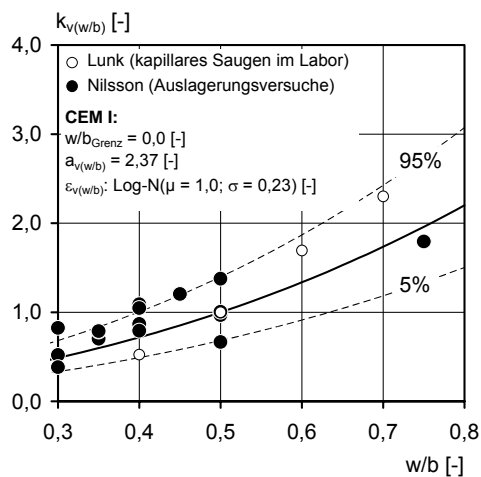


Bild 6-5:

Faktor zur Berücksichtigung der Abhängigkeit der Konvektionsgeschwindigkeit $v(w/b)$ vom w/b -Wert für Beton mit CEM I unter Quantifizierung der streuenden Regressionsvariablen. Chloridprofile zur Berechnung der Konvektionsgeschwindigkeit aus [60, 80]

Inhärente Streuungen und durch das Modell unberücksichtigte Aspekte werden durch Multiplikation des Faktors $k_{v(w/b)}$ mit dem Streufaktor $\varepsilon_{v(w/b)}$ nach Gleichung (6-2) erfasst, welche durch eine Log-Normalverteilung beschrieben wird, da die Konvektionsgeschwindigkeit $v(w/b)$ auf den positiven Zahlenbereich begrenzt ist.

Für den Streufaktor gilt:

$$\varepsilon_{v(w/b)} = \frac{k_{v(w/b),\text{gemessen}}}{k_{v(w/b),\text{berechnet}}} \quad (6-2)$$

Die Auswertung zeigt:

- Auch bei $w/b < 0,3$ liegen in der Praxis auf Grund der unvollständigen Hydratation immer kapillaraktive Poren vor.
- Aus dem Ergebnis des Exponenten $a_{v(w/b)}$ lässt sich ersehen, dass die abnehmende Tortuosität mit steigendem w/b -Wert und die verminderte Bindung mit steigender Sauggeschwindigkeit erheblich zur Abhängigkeit der Konvektionsgeschwindigkeit vom w/b -Wert beitragen müssen.

Der zur Verfügung stehende Stichprobenumfang für Betone mit Zusatzstoffen ist deutlich kleiner als für Beton mit CEM I. Deshalb wurde hier allein der Mittelwert des Streufaktors $\varepsilon_{v(w/b)}$ als variabel angesetzt, wodurch der Bindemittelabhängigkeit der Konvektionsgeschwindigkeit Rechnung getragen wird. Die Sensitivität der Bindemittel in Bezug auf eine Änderung des w/b -Werts (ausgedrückt durch den Proportionalitätsfaktor p) sowie die Streuung um den Mittelwert wurden dagegen auf Grund des

Datenmangels gleich den Werten für CEM I gesetzt, Bild 6-6. Die Konvektionsgeschwindigkeit v nimmt erwartungsgemäß bei gleichem w/b -Wert mit zunehmendem Gehalt puzzolanischer bzw. latent hydraulischer Zusatzstoffe ab. Ersatz von Zement durch Kalksteinmehl führt tendenziell zu höheren Konvektionsgeschwindigkeiten.

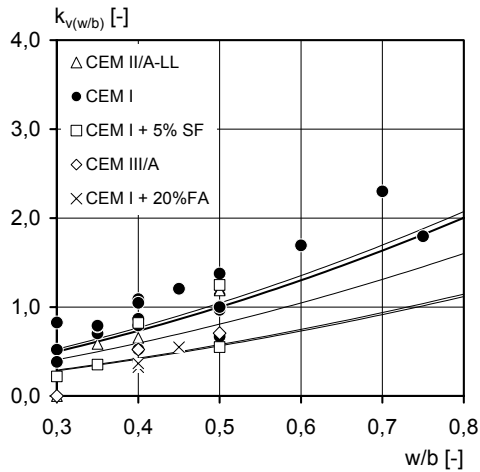


Bild 6-6: Parameter nach Gleichung (6-1) zur Abhängigkeit der Konvektionsgeschwindigkeit $v(w/b)$ vom w/b -Wert und der Bindemittelart. Chloridprofile zur Berechnung der Konvektionsgeschwindigkeit aus [60, 80]

Bindemittelart	$\varepsilon_{v(w/b)}$		$a_{v(w/b)}$	w/b_{Grenz}
	μ [-]	σ/μ [%]		
CEM II/A-LL	1,07			
CEM I	1,00			
CEM I + 5 % SF	0,80	23	2,37	0,0
CEM I + 20 % FA	0,53			
CEM III/A	0,48			

6.1.3 Zur Abhängigkeit von der Lage und der Zeit

Die Konvektionsgeschwindigkeit v wird hauptsächlich durch die Expositionszeit t , was hier im Modell dem Bauwerksalter gleichgesetzt wird, dominiert. Weiterhin ist die Konvektionsgeschwindigkeit von der Belastungsintensität mit chloridhaltigem Wasser, dem damit auch verbundenen Wassergehalt vor Saugbeginn und folglich von der Entfernung zur Straße abhängig. Für den Modellaufbau zur Abhängigkeit der Konvektionsgeschwindigkeit v von der Entfernung zur Straße gelten die gleichen Überlegungen wie sie bereits für die Oberflächenkonzentration c_s in Kapitel 5.2.1 ausgeführt wurden.

Nur ein Teil ($n = 47$) aller Chloridprofile des Datenbestands aus Bauwerksuntersuchungen wiesen eine ausreichende Anzahl von Stützstellen für die Auswertung gemäß des gewählten Modellansatzes auf. Für diese ist die Betonzusammensetzung meist nicht bekannt. Hier wird angenommen, dass es sich im Durchschnitt um einen Beton mit CEM I und $w/z = 0,50$ handelt. Daten aus Bauwerksuntersuchungen wurden hier durch solche aus Auslagerungsversuchen von Nilsson et al. [80] mit o. g. Betonzusammensetzung ergänzt. Mit diesen Daten wurde hier eine nicht-lineare Multivariablenregression durchgeführt, um die drei unbekanntenen Regressionsvariablen v_0 , n_v und r_{max} zur Beschreibung der Abhängigkeit von der Lage und der Expositionszeit geschlossen zu ermitteln. Danach gilt für die Konvektionsgeschwindigkeit während der Expositionszeit t im Abstand r von der Straße:

$$v(t,r) = \frac{v_0}{(t-t_0) \cdot (1-n_v)} \cdot \left[\left(\frac{t_0}{t} \right)^{n_v} \cdot t - t_0 \right] \cdot \left(1 - \frac{r}{r_{\text{max}}} \right) \cdot \varepsilon_{v(t,r)} \quad \text{mit } r = \sqrt{a^2 + h^2} \quad (6-3)$$

$\mu_{v(t,r)}$	Mittlere Konvektionsgeschwindigkeit als Funktion von t und r	[m/s]
v_0	Mittlere Konvektionsgeschwindigkeit zum Referenzzeitpunkt t_0	[m/s]
t	Expositionszeit	[s]
t_0	Referenzalter	[s]
n_v	Altersexponent für die mittlere Konvektionsgeschwindigkeit	[-]
r	Entfernung zur Straße	[m]
r_{max}	Entfernung zur Straße ab welcher keine Konvektion mehr stattfindet	[m]
$\varepsilon_{v(t,r)}$	Streuungsfaktor für die Konvektionsgeschwindigkeit	[-]
a, h	Horizontaler Abstand und Höhe über Fahrbahn	[m]

Zur Berücksichtigung der Streuung wurde der Streuungsfaktor $\varepsilon_{v(t,r)}$ für jedes Datentripel (v, t, r) für eine statistische Auswertung ermittelt:

$$\varepsilon_{v(t,r)} = \frac{v(t,r)_{\text{gemessen}}}{v(t,r)_{\text{berechnet}}} \quad (6-4)$$

$\varepsilon_{v(t,r)}$	Streuungs faktor für die Konvektionsgeschwindigkeit	[-]
$v(t,r)_{\text{gemessen}}$	Zum Zeitpunkt t und in der Entfernung r gemessene Konvektionsgeschwindigkeit	[mm/a]
$v(t,r)_{\text{berechnet}}$	Nach Gleichung (6-3) errechneter Mittelwert der Konvektionsgeschwindigkeit	[mm/a]

Der Streuungsfaktor $\varepsilon_{v(t,r)}$ lässt sich am besten durch die auf den positiven Zahlenbereich begrenzte Gamma-Verteilung beschreiben, Bild 6-7.

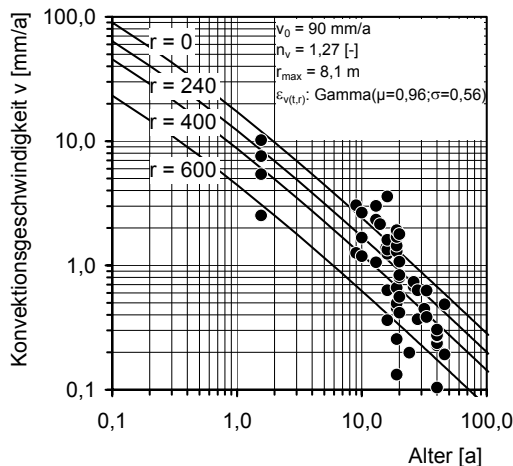


Bild 6-7:
Quantifizierung der streuenden Konvektionsgeschwindigkeit $v(t, r)$ [mm/a], als Funktion des Alters t [a] und der Entfernung r [cm] zur Straße

Die obige Quantifizierung der Konvektionsgeschwindigkeit vom Betonalter ist streng genommen nur für Betone anwendbar, die mit Portlandzement hergestellt wurden. Durch den Mangel an Daten zu Betonen anderer Zusammensetzung muss diese Quantifizierung auf der konservativen Seite liegend derzeit auch auf andere Bindemittel angewandt werden.

6.2 Quantifizierung der Dispersivität

6.2.1 Vorüberlegungen

Der Dispersionskoeffizient D_L ist die Summe aus dem scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} und dem Anteil mechanischer Dispersion, siehe Gleichung (2-15). Der Aspekt der mechanischen Dispersion wurde bisher in der Fachwelt gänzlich vernachlässigt, so dass im Gegensatz zur Diffusion (unabhängig von der Konvektionsgeschwindigkeit) keine Ergebnisse zu den Einflüssen auf den geschwindigkeitsabhängigen Teil der Dispersion, d. h. dem Produkt aus Dispersivität Δl [m] und Konvektionsgeschwindigkeit v [m/s] vorliegen, das hier in Übereinstimmung mit der Bodenkunde als mechanischer Dispersionskoeffizient D_M bezeichnet wird:

$$D_M(t) = \Delta l \cdot v(t) \quad (6-5)$$

D_M	Mechanischer Dispersionskoeffizient	[m ² /s]
Δl	Dispersivität	[m]
$v(t)$	Mittlere Konvektionsgeschwindigkeit von Chlorid	[m/s]

Die Dispersivität Δl ist keine Materialkonstante, sondern vielmehr ein vom jeweiligen Transportmechanismus und der Struktur des porösen Mediums Beton abhängiger Parameter und somit als Umrechnungsfaktor für die Projektion des tatsächlich 3-dimensional stattfindenden Chlorideintrags auf die 1-dimensionale Betrachtung in x-Richtung zu interpretieren. Streng genommen muss Δl durch die Änderung des Porengefüges infolge Hydratation auch als zeitabhängig betrachtet werden. Da sich die Konvektionsgeschwindigkeit $v(t)$ aber deutlich schneller verkleinert, ist dieser Teilaspekt zu vernachlässigen.

Wie in Kapitel 4.2.2 bereits dargelegt, kann ΔI für den konvektiven Eintrag nur aus Chloridprofilen bestimmt werden, die durch kapillares Saugen entstanden sind. Hier wurden aus Chloridprofilen von Lunk [60], die bereits in Kapitel 6.1 hinsichtlich der Konvektionsgeschwindigkeit v herangezogen wurden, der Dispersionskoeffizient D_L über Regression nach Gleichung (2-30) errechnet. Diese Werte stellen folglich die Summe aus dem scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} und dem mechanischen Dispersionskoeffizienten D_M dar, Bild 6-8.

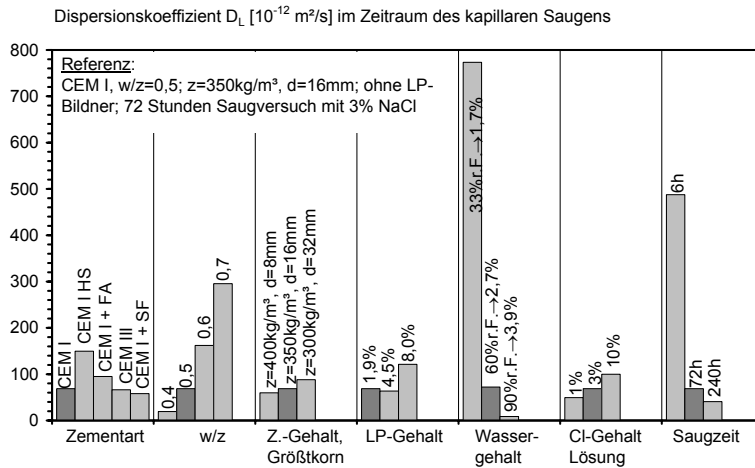


Bild 6-8:

Einfluss von Zementart, w/z-Wert, Zementgehalt bzw. Größtkorndurchmesser, Luftporengehalt, Wassergehalt des Betons vor Saugversuch und Chloridkonzentration der aufgesaugten Lösung auf den Dispersionskoeffizienten D_L , bestimmt über Chloridprofile nach kapillaren Saugversuchen im Alter von 90 Tagen. Ergebnisse durch Auswertung von Chloridprofilen aus [60] nach Gleichung (2-30)

Absolut betrachtet fällt zunächst auf, dass der Dispersionskoeffizient D_L um Größenordnungen höher als der zur jeweiligen Betonzusammensetzung korrespondierende scheinbare Diffusionskoeffizient D_{app} ist, vergleiche mit Bild 3-1 bis Bild 3-3. Die gezeigten Werte für D_L bestehen daher zum größten Teil aus dem mechanischen Dispersionskoeffizienten D_M . Aus dem Verhältnis des Dispersionskoeffizienten D_L aus Bild 6-8 und der Konvektionsgeschwindigkeit v aus Bild 6-1 ergibt sich deshalb in guter Näherung die Dispersivität ΔI , Bild 6-9.

- Es stellt sich die Frage, warum D_L von flugasche-, hüttensand- bzw. silikastaubhaltigen Bindemitteln vergleichbar hoch bzw. sogar höher ausfällt als für Beton mit CEM I, obwohl für diese deutlich geringere Konvektionsgeschwindigkeiten berechnet wurden, siehe Bild 6-1. Dies kann nur z. T. durch eine entsprechend höhere Dispersivität ΔI erklärt werden, da im Fall des silikastaubhaltigen Betons sich sogar rechnerisch aus dem Chloridprofil eine Konvektionsgeschwindigkeit von Null ergibt. Als Hauptursache wird hier der bereits in Kapitel 3.2.3 beschriebene Effekt einer Zementsteinanreicherung an der Betonoberfläche („skin effect“) betrachtet. Obwohl die Konvektion der dominierende Transportmechanismus ist, ergeben sich Chloridprofile, die typisch für einen Eindringvorgang infolge Diffusion sind. Der bei sehr feinporigen Betonen auftretende „skin effect“ kann nur bei Kenntnis des tiefenabhängigen Zement- bzw. Zementsteingehaltes eliminiert werden. Da dies im Fall der Daten von Lunk [60] nicht der Fall ist, kann die Dispersivität ΔI für Betone mit Zusatzstoffen daraus nicht berechnet werden.

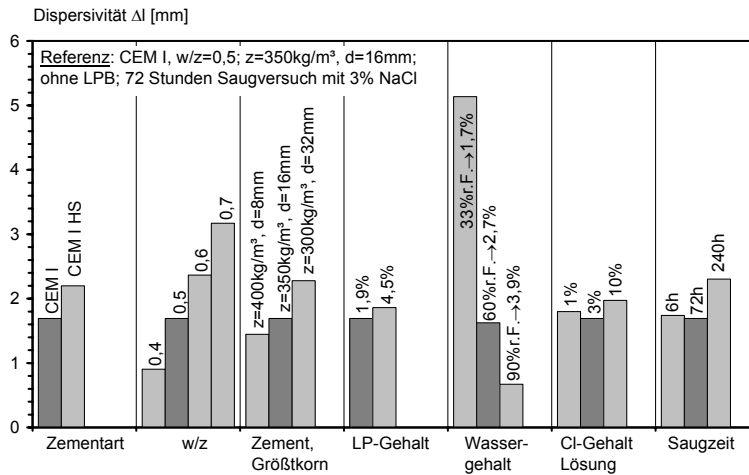


Bild 6-9:

Dispersivität Δl von Beton, näherungsweise berechnet aus dem Quotienten der Konvektionsgeschwindigkeit v und des Dispersionskoeffizienten D_L , beide ermittelt aus Chloridprofilen nach kapillaren Saugversuchen, Chloridprofile aus [60]

- Zwischen dem w/z-Wert und der Dispersivität Δl liegt offenbar ein linearer Zusammenhang vor. Durch eine Zunahme des w/z-Wertes wird der mittlere Porenradius und damit die mittlere Konvektionsgeschwindigkeit v vergrößert. Darüber hinaus sinkt mit dem w/z-Wert die Tortuosität des Porensystems, wie noch im Kapitel 6.3.1 näher gezeigt wird. Auch dies verursacht eine höhere mittlere Konvektionsgeschwindigkeit. Nichts desto trotz bleibt die untere Grenze des Porenradius (Gelporen) von der Änderung des w/z-Wertes unberührt. Die Bandbreite der Verteilung von Konvektionsgeschwindigkeiten im Porensystem vergrößert sich, mit anderen Worten die Differenz zwischen der Konvektionsgeschwindigkeit in den größten und kleinsten Kapillarporen. Neben einer gesteigerten Konvektionsgeschwindigkeit ergibt sich damit eine zunehmende Verzerrung des Chloridprofils, was durch die Dispersivität Δl ausgedrückt wird.
- Der geringere Zementgehalt und somit höhere Zuschlaggehalt, sowie der gesteigerte Größtkorndurchmesser führen zu größeren Umwegen im Porensystem, ergeben aber im Vergleich zum Einfluss des w/b-Wertes eine geringere Steigerung der Dispersivität. Daraus kann geschlossen werden, dass der Hauptanteil der mechanischen Dispersion nicht durch die Gewundenheit des Porensystems, sondern durch die unterschiedliche Sauggeschwindigkeit der einzelnen Poren verursacht wird. Dies verdeutlicht nochmals, dass Migrationsversuche nicht herangezogen werden können, um die Dispersivität Δl in Bezug auf den konvektiven Eintrag zu bestimmen, siehe auch Kapitel 4.2.3.
- Im praxisrelevanten Bereich für den LP-Gehalt bis rd. 4,5 % ist dessen Einfluss auf die Dispersivität Δl vernachlässigbar. Bei einem Gehalt von rd. 8 % ergibt sich scheinbar eine erhebliche Steigerung für Δl , da rein rechnerisch die Konvektionsgeschwindigkeit v zu Null wird. Es ist unbestritten, dass die kapillare Saugwirkung durch Luftporen unterbrochen wird, wie Lunk auch durch die Messung von Wasserprofilen bestätigte [60]. Bei Gehalten von rd. 8 % gelangt man dabei offensichtlich in Bereiche, in denen der oben angesprochene „skin-effect“ zum tragen kommt. Ohne Kenntnis des tiefenabhängigen Zementgehaltes wird dann eine reine Diffusionskontrolle vorgetäuscht, die angesichts der Größenordnung des sich ergebenden Dispersionskoeffizienten D_L aber ausgeschlossen werden kann.
- Mit steigender relativer Luftfeuchte bzw. steigendem Wassergehalt des Betons vor Beginn des Saugversuchs mit chloridhaltiger Lösung liegen die Mikrokapillaren zunehmend wassergesättigt

vor und können nicht zum kapillaren Saugen der Chloridlösung beitragen. Damit verkleinert sich der Wertebereich für die Größe noch kapillaraktiver Poren und somit die Dispersivität Δl .

- Die Chloridkonzentration der Lösung sowie die Saugzeit haben erwartungsgemäß keinen Einfluss auf die Dispersivität Δl .

6.2.2 Zur Abhängigkeit von der Betonzusammensetzung

Als Haupteinflüsse auf die Dispersivität Δl wird betrachtet: a) der Wassergehalt des Betons vor Saugbeginn, b) der w/b-Wert und c) der Größtkorndurchmesser. Hier wird davon ausgegangen, dass der Wassergehalt vor Saugbeginn weniger von der Entfernung zur Straße abhängt und hauptsächlich durch die Betonzusammensetzung geprägt ist. Eine Quantifizierung der Dispersivität als Funktion des w/z-Wertes auf der Basis von Chloridprofilen aus Betonen die einer Straßenatmosphäre ausgesetzt waren, beinhaltet folglich alle wesentlichen Einflussparameter. Bild 6-9 suggeriert einen linearen Trend zwischen Dispersivität Δl und w/b-Wert, gibt aber keine Auskunft über die auftretenden Streuungen. Für eine statistische Quantifizierung wurden hier Chloridprofile aus 1,5-jährigen Auslagerungsversuchen von Nilsson et al. [80] herangezogen, welche auf den tiefenabhängigen Zementgehalt bezogen sind, wodurch ein Einfluss des „skin effect“ auf das Regressionsergebnis ausgeschlossen wird. In der kurzen Expositionszeit kann näherungsweise davon ausgegangen werden, dass kapillares Saugen der dominierende Mechanismus ist und der Anteil des scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} nur einen untergeordneten Beitrag zur hydrodynamischen Dispersion liefert. Die Dispersivität Δl errechnet sich folglich näherungsweise aus dem Quotienten von Dispersionskoeffizienten D_L und der Konvektionsgeschwindigkeit v , siehe Gleichung (2-15). Ein signifikanter Einfluss der Bindemittelart konnte für die Dispersivität Δl nicht festgestellt werden. Daten zu Betonen mit unterschiedlichem Größtkorndurchmesser liegen nicht vor. Aus diesem Grund wurden die Ergebnisse zu Δl zusammengefasst und ausschließlich als Funktion des w/b-Wertes analysiert, Bild 6-10.

Zur Quantifizierung der Streuung wurde eine lineare Regression für den Bereich $w/b > 0,40$ durchgeführt. Für $w/b \leq 0,40$ wurde ein konstanter Wert sowohl für den Mittelwert, als auch für die Standardabweichung angesetzt. Es stellt sich noch die Frage nach der Rechtfertigung einer linearen Abhängigkeit der Dispersivität vom w/b-Wert und dem annähernd konstanten Wert für $w/b \leq 0,40$. Mit der Modellvorstellung zur Abhängigkeit der Konvektionsgeschwindigkeit v konnte in Kapitel 6.1.2 gezeigt werden, dass es unter praktischen Bedingungen offenbar keinen Grenzwert für w/b gibt, unterhalb dessen keine Kapillarporosität vorliegt (Proportionalitätsfaktor immer $p \approx 1$ in Gleichung (6-1)). Die Konvektionsgeschwindigkeit steigt auf überproportionale Weise an. Damit sollte auch die Dispersivität Δl als Maß für die Bandbreite der Konvektionsgeschwindigkeiten überproportional steigen. Auf Grund der geringen Datendichte im hohen w/b-Wertbereich lässt sich ein solcher Verlauf aber scheinbar nicht erkennen. Besonders deutlich wird dieser Widerspruch im Bereich $w/b < 0,4$. Während für $w/b < 0,4$ offensichtlich eine signifikante Änderung der Konvektionsgeschwindigkeit mit Veränderung von w/b einhergeht, Bild 6-5, ist dies für die Dispersivität Δl scheinbar nicht der Fall.

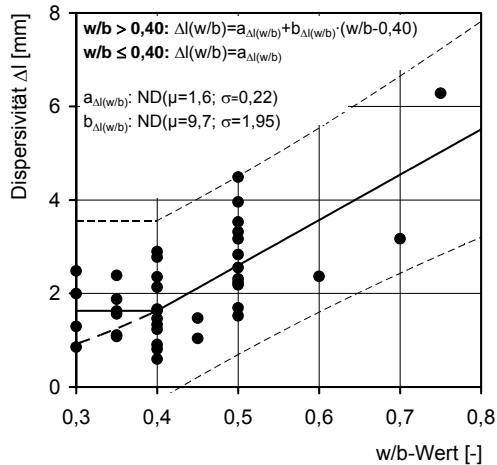


Bild 6-10:

Dispersivität Δl von Beton berechnet aus Chloridprofilen nach 1,5-jähriger Auslagerung durch Nilsson et al. [80] entlang einer schwedischen Autobahn unabhängig von der Bindemittelart, alle Betone mit Größtkorndurchmesser von $\varnothing = 16$ mm

Es scheint sich weder der Anteil an Kapillarporen und damit der Anteil an Abzweigen zu erhöhen, noch scheint sich die Bandbreite der Porendurchmesser bzw. der Fließgeschwindigkeiten in den unterschiedlich großen Poren zuzunehmen, womit eine konstante Dispersivität Δl zu erklären wäre, was aber im betrachteten Ausschnitt von $w/b = 0,3$ bis $0,4$ nicht plausibel ist.

Der scheinbare horizontale Verlauf der Dispersivität Δl muss daher in diesem Wertebereich als Messartefakt betrachtet werden. Für die Zustandsprognose in Kapitel 7 wird jedoch auf der konservativen Seite liegend an der konstanten Dispersivität Δl für $w/b < 0,4$ festgehalten. Der lineare Zusammenhang muss folglich als Näherung betrachtet werden.

6.3 Quantifizierung des scheinbaren Diffusionskoeffizienten

6.3.1 Zur Abhängigkeit vom Wasser-Bindemittel-Verhältnis

Der scheinbare Diffusionskoeffizient D_{app} wurde für unter Wasser gelagerten Beton in Abhängigkeit von der Betonzusammensetzung und des Betonalters indirekt über Migrationsversuche bestimmt, Kapitel 4.2. Der Gehalt an künstlichen Luftporen, die Zuschlagsart- und form, der Fließmittelgehalt und der Zementgehalt bleiben im praxisrelevanten Bereich ohne Einfluss. Bedeutsam sind die Bindemittelart und der w/b -Wert. Die Untersuchungen zeigen, dass der Chloridmigrationskoeffizient D_{RCM} mit dem w/b -Wert steigt. Es stellt sich die Frage nach der Ursache für diese Abhängigkeit: In einem elektrischen Feld werden Chloride unabhängig von seitlichen Abzweigen immer in Richtung des Pluspols wandern, Bild 6-11.

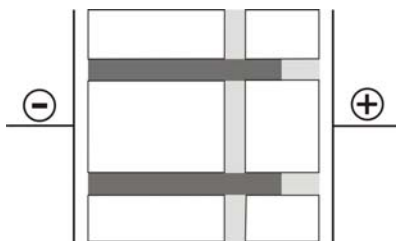


Bild 6-11:

Schematisiertes Verhalten einer Chloridlösung im elektrischen Feld

Ein Transport senkrecht zum sich ausbildenden elektrischen Feld tritt folglich nicht auf. Eine Verdopplung der Porenzahl bedingt zwar eine Verdopplung des Chloridstroms durch den Beton, die Driftgeschwindigkeit in den Poren bleibt davon aber unbeeinflusst.

Das ist der Grund warum der Diffusions- bzw. Migrationskoeffizient aus stationären Versuchen, bei welchen der stationäre Fluss durch den Beton gemessen wird, durch die Porosität ε geteilt werden muss, wenn der Transport im Porensystem beschrieben werden soll, siehe Kapitel 2.2.3. Der im Rahmen dieser Arbeit unter instationären Bedingungen gemessene Migrationskoeffizient D_{RCM} ist dagegen genauso wie der scheinbare Diffusionskoeffizient D_{app} unabhängig von der Porosität ε , da über den Farbindikator direkt die Eindringtiefe im Porensystem bestimmt wird.

Ein Anstieg von w/b muss also die in Transportrichtung betrachtete Driftgeschwindigkeit in den Poren erhöhen. Nach Gleichung (4-2) und (4-3) hängt die Driftgeschwindigkeit allein vom Spannungsgra-

dienten U/L (der treibenden Kraft) und der ionenspezifischen Ionenmobilität u ab. Dabei bleiben aber folgende Einflüsse unberücksichtigt:

- Mit steigendem w/b -Wert entstehen zunehmend größere Porenräume. Wären die Poren im Beton Röhren, die parallel und senkrecht zur Transportrichtung angeordnet wären, wie in Bild 6-11 schematisiert, würde eine Vergrößerung des Porenraums in Form von einer Zunahme der Porenanzahl oder des mittleren Porendurchmessers ohne Wirkung bleiben. Tatsächlich ist der Porenraum im Beton aber ein Geflecht aus Hydratationsprodukten. Mit steigendem w/b -Wert nimmt der Abstand zwischen den Mittelpunkten von Bindemittelpartikeln und sie umgebenden Hydratationsprodukten zu. Dadurch werden im 3-dimensionalen Porenraum die Wege zwischen zwei Punkten kürzer, was in Bild 6-12 schematisch dargestellt ist.

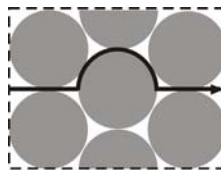
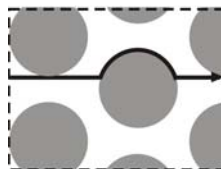


Bild 6-12:
Schema für die kürzesten Transportwege bei unterschiedlichem Abstand von Bindemittelpartikeln, also verändertem w/b -Wert

Die Erhöhung des w/b -Wert führt also neben der Erhöhung der Porosität ε zu einer Verminderung der Tortuosität T der Zementsteinporen, siehe Bild 2-2, und damit bei gleicher Driftgeschwindigkeit und Versuchszeit zu erhöhten Eindringtiefen des Chlorids in den Poren.



- Als weitere Ursache müssen Abstoßungseffekte an Porenwänden mit sehr kleinem Durchmesser betrachtet werden. Wie in Kapitel 2.2.4 beschrieben, führt die Abstoßung an Porenwänden zu einer Verminderung des effektiv wirksamen Porenquerschnitts. Dies wirkt sich allerdings erst bei Werten von etwa $w/b < 0,4$ bzw. bei Anwendung von Betonzusatzstoffen wie Flugasche und Hütensand in höherem Alter, also bei Betonen mit einem sehr feinem Porengefüge aus.
- Schließlich muss der Einfluss der mittleren Porengröße, die neben der Bindemittelart vom w/b -Wert abhängt, auf die Chloridbindung in einem gekrümmten Porensystem betrachtet werden. Denn in Bild 6-12 ist nur angedeutet, dass sich die mittlere Weglänge der Chloride durch den Beton auf Grund der Tortuosität T des Porensystems vergrößert. Da Chloride in einem elektrischen Feld parallel zu den Feldlinien wandern, bedeutet dies, dass bei steigender Krümmung die Chloride häufig in die Nähe von Porenwänden gelangen. Auch wenn die Chloridbindung ein zeitabhängiger Prozess ist und Migrationsversuche in aller Regel nur wenige Stunden bis Tagen dauern, so steigt damit dennoch die Wahrscheinlichkeit einer Bindung an den Porenwandungen. Bild 6-13 illustriert diesen Sachverhalt, wobei zur besseren Veranschaulichung davon ausgegangen wird, dass jeder Kontakt von Chlorid an Porenwandungen zur Bindung führt, was so nicht der Fall sein wird, da Bindung nur im Rahmen der zur Verfügung stehenden Bindungsplätze stattfinden kann.

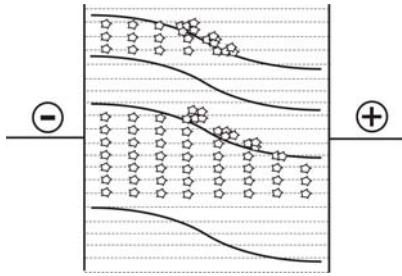


Bild 6-13:
Migration von Chlorid parallel zu den elektrischen Feldlinien und Bindung von Chloriden im Bereich von Porenkrümmungen in Abhängigkeit vom Porendurchmesser

Die Folge ist, dass mit zunehmender Krümmung des Porensystems, also bei geringeren w/b -Werten, die Chloridfront langsamer eindringt.

Im Zusammenhang mit der Chloridbindung muss ebenfalls bedacht werden, dass mit steigendem Porendurchmesser, das Verhältnis von Porenoberfläche zur Querschnittsfläche linear sinkt. Steigt mit dem w/b -Wert der mittlere Porendurchmesser, wird proportional in jeder Pore weniger Chlorid gebunden. Der Effekt ist, dass Chloridbindung mit zunehmendem w/b -Wert immer weniger zum Bremsen des Eintrags beiträgt. Dieser Erklärungsansatz steht im Einklang mit Ergebnissen von Lunk [60] und Volkwein [63], die mit abnehmenden w/b -Werten eine zunehmende Retardierung, also ein Nachhinken der Chloridfront hinter der Wasserfront in kapillaren Saugversuchen feststellten.

Eine analytische Modellierung der oben beschriebenen Effekte scheint derzeit außer Reichweite zu sein. Insgesamt führen alle aufgezählten Effekte dazu, dass der Chloridmigrationskoeffizient D_{RCM} mit dem w/b -Wert zunimmt. Physikalisch betrachtet kann dies allerdings maximal in einem Maße stattfinden bis D_{RCM} theoretisch dem Diffusionskoeffizienten D von Chlorid in der Prüflösung entspricht ($w/z \rightarrow \infty$). D_{RCM} wird sich also asymptotisch an D annähern. In Analogie zum elektrischen Widerstand kann ein solches Verhalten wie der Gesamtwiderstand R aus einer Serienschaltung eines Widerstandes R_0 mit einer Parallelschaltung von n Widerständen R_0 aufgefasst werden ($R = R_0 \cdot [1 + 1/n]$), mit dem Unterschied, dass der Diffusionskoeffizient als Leitfähigkeit (R^{-1}) aufzufassen ist. Normiert man den Migrationskoeffizienten, indem man jeden Wert $D_{RCM}(w/b)$ auf den hier per Definition gewählten Wert bei $w/b = 0,45$ bezieht, ergibt sich der folgende Zusammenhang:

$$k_{D(w/b)} = \frac{D_{RCM}(w/b)}{D_{RCM}(w/b = 0,45)} = \frac{\left(1 + \frac{1}{0,45^{a_{D(w/b)}}}\right)}{\left(1 + \frac{1}{(w/b)^{a_{D(w/b)}}}\right)} \quad (6-6)$$

$k_{D(w/b)}$ Faktor zur Berücksichtigung einer Veränderung des Wasser-Bindemittel-Verhältnisses in Bezug auf den Referenzwert von $w/b = 0,45$

$a_{D(w/b)}$ Maß für die Empfindlichkeit der Tortuosität auf eine Änderung von w/b

[-]
[-]

Der Exponent $a_{D(w/b)}$ wird als Maß für die Empfindlichkeit der Tortuosität T des Porensystems (Wegzunahme durch Krümmung), der Chloridbindung und der Ladungsabstoßung auf eine Änderung des w/b -Wertes eingeführt. Bild 6-14 verdeutlicht den Einfluss von $a_{D(w/b)}$ im aufgestellten Modell. Um den asymptotischen Funktionsverlauf zu veranschaulichen wurde der Wertebereich für w/b weit über den praxisrelevanten Bereich hinaus gewählt. Bild 6-15 zeigt eigene und gemessene Ergebnisse für das Verhältnis $D_{RCM}(w/b)/D_{RCM}(w/b = 0,45)$. Es verdeutlicht, dass alle untersuchten Bindemittel eine ähnlich starke Empfindlichkeit auf eine w/b -Wert Änderung aufweisen. Deshalb wurden alle Daten zu unterschiedlichen Bindemitteln für eine Quantifizierung zusammengefasst.

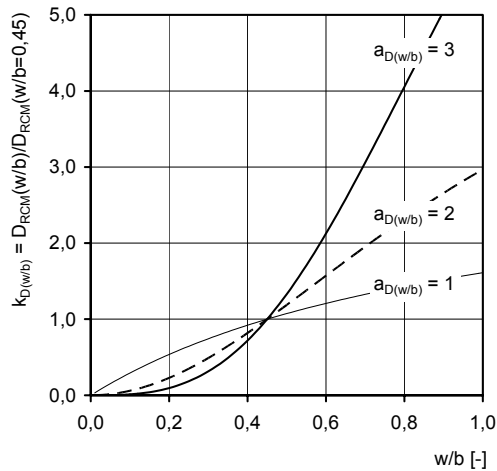


Bild 6-14:
Theoretische Abhängigkeit des Chloridmigrationskoeffizienten vom Wasser-Bindemittelverhältnis w/b .

Das Ergebnis der Anpassung der einzigen Variablen $a_{D(w/b)}$ im Modell nach Gleichung (6-6) an die Messwerte in Bild 6-15 verdeutlicht mit $a_{D(w/b)} = 2,7$ die hohe Empfindlichkeit des Migrationskoeffizienten gegenüber Änderungen des w/b -Wertes im Praxisbereich.

Der Streufaktor $\varepsilon_{D(w/b)}$, mit welchem $k_{D(w/b)}$ multipliziert werden muss, ist wie folgt definiert:

$$\varepsilon_{D(w/b)} = \frac{D_{RCM, w/b=i, \text{Messung}}}{D_{RCM, w/b=i, \text{Modell}}} \quad (6-7)$$

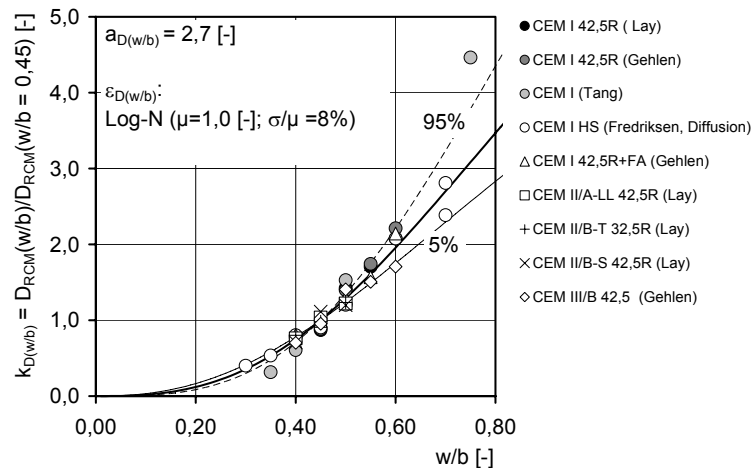


Bild 6-15:
Quantifizierung der Abhängigkeit des Chloridmigrationskoeffizienten vom w/b -Wert entsprechend des Modells nach Gleichung (6-6). Daten aus eigenen Untersuchungen nach Kapitel 4.2 sowie von Gehlen [30], Tang [22] und Vergleich mit Ergebnissen zu Diffusionsversuchen (Auslagerung in Meerwasser) von Fredriksen & Geiker [142]

Leitet man Gleichung (6-6) ab, erhält man die Steigung der Funktion. Einsetzen des Ergebnisses für den Exponenten $a_{D(w/b)}$ nach Bild 6-15 ergibt, dass der Wendepunkt der Funktion bei rd. $w/b = 0,8$ liegt. Erst darüber hinaus sollte der asymptotische Charakter der Abhängigkeit vom w/b -Wert deutlich werden. Der Vergleich mit Ergebnissen aus Auslagerungsversuchen in Meerwasser von Fredriksen & Geiker [142] demonstriert, dass die mit Migrationsversuchen gewonnene Beziehung erwartungsgemäß auf den scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} übertragbar ist.

Insgesamt bildet das Modell das Verhalten des Migrationskoeffizienten im Praxisbereich sehr gut ab. Der Variationskoeffizient des Streufaktors $\varepsilon_{D(w/b)}$ ist mit nur rd. 8% als verhältnismäßig gering einzustufen.

6.3.2 Zur Abhängigkeit vom Bindemittel und dem Alter

Die Hydratationsdauer und damit der Endhydratationsgrad erhöhen sich theoretisch durch eine Zunahme des w/b -Verhältnisses, [143]. Ein solcher Trend konnte für den Migrationskoeffizienten im hier untersuchten praxisrelevanten Wertebereich des w/b -Wertes nicht festgestellt werden, Bild 6-16.

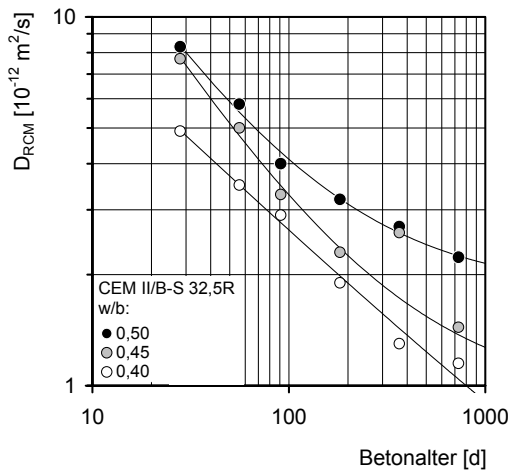


Bild 6-16: Migrationskoeffizient D_{RCM} in Abhängigkeit vom w/b-Wert und dem Betonalter bei ständiger Lagerung unter Wasser (20°C) exemplarisch für Beton mit CEM II/B-S als Bindemittel

Der Einfluss des w/b-Verhältnis kann deshalb mit Hilfe der Funktion $k_{D(w/b)} = f(\text{Bindemittelart}, w/b)$ unabhängig vom Betonalter nach Gleichung (6-8) berücksichtigt werden. Als Startpunkt für die Regressionsanalyse zur zeitabhängigen Abnahme von D_{RCM} wurde der in Normenwerken häufig zugrunde gelegte Referenzzeitpunkt $t_0 = 28$ Tage gewählt.

Der Migrationskoeffizient zu diesem Alter wird im Folgenden in der Form $D_{RCM, t=28d}$ abgekürzt. Die Hydratation schreitet für unter Wasser gelagerte Betone je nach Bindemitteltyp für lange Zeit fort. Bild 4-12 verdeutlichte jedoch bereits, dass insgesamt ein endlicher Wert des Migrationskoeffizienten erreicht wird, welcher im Weiteren als $D_{RCM, t=\infty}$ bezeichnet wird. Die zeitliche Abnahme von $D_{RCM, t=28d}$ auf $D_{RCM, t=\infty}$ lässt sich durch eine stetige Funktion gemäß eines Potenzansatzes gut beschreiben:

$$D_{RCM}(t) = (D_{RCM,0} - D_{RCM,\infty}) \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^{n_D} + D_{RCM,\infty} \tag{6-8}$$

$D_{RCM,0}$	Bindemittelspezifischer Migrationskoeffizient zum Referenzalter t_0	$[m^2/s]$
$D_{RCM,\infty}$	Bindemittelspezifischer Migrationskoeffizient nach Hydratationsende	$[m^2/s]$
t	Betonalter	$[s]$
t_0	Referenzalter, hier 28d	$[s]$
n_D	Hydratationsbedingter Altersexponent	$[-]$

Daraus ergibt sich durch Anpassung von Gleichung (6-8) an die einzelnen Versuchsreihen über das Prinzip der Fehlerquadratminimierung die folgende Quantifizierung:

Tabelle 6-1: Mittelwert m und Variationskoeffizient für den bindemittelspezifischen Migrationskoeffizienten $D_{RCM, t=28d}$ und $D_{RCM, t=\infty}$ (gültig für w/b = 0,45)

CEM	I		I+FA		II/A-LL		II/B-T		II/B-S		III/A		III/B	
Zusatzstoff [M.-%]	0		15		15		23		31		51		71	
Serienanzahl	6		4		2		1		2		1		1	
Alter [d]	28	∞	28	∞ ¹⁾	28	∞	28	∞	28	∞	28	∞	28	∞
m [$10^{-12} m^2/s$]	9,4	4,6	8,3	0,1	12,9	9,5	8,2	2,1	7,0	1,4	3,9	0,3	1,9	0,2
V [%]	50	79	37	38	23	40	23	19	21	41	3	32	17	15

wobei für den Altersexponenten n_D einzelne Regressionsergebnisse zu Betonen mit unterschiedlichem w/b-Wert im Sinne der Stichprobenvergrößerung zusammengefasst werden können:

Tabelle 6-2: Mittelwert m und Variationskoeffizient V für den bindemittelspezifischen Altersexponenten n_D des Migrationskoeffizienten

CEM	I	I+FA	II/A-LL	II/B-T	II/B-S	III/A	III/B	Alle ¹⁾
Serienanzahl n	6	4	4	3	4	3	3	23
m [-]	0,93	0,91	1,9	0,91	0,8	1,1	0,83	0,91
V [%]	12	9	34	7	7	11	49	18

¹⁾ Ohne Ergebnisse zu CEM II/A-LL, Erläuterung siehe unten

Der Altersexponent n_D ist ein Maß für die Geschwindigkeit mit welcher der Migrationskoeffizient asymptotisch auf einen konstanten Wert abfällt, siehe auch Bild 4-11 und Bild 4-12. Theoretisch sollten sich für Betone mit CEM I die höchsten Werte für n_D ergeben und mit zunehmendem Gehalt an Hüttensand

und Flugasche entsprechend kleinere. Für Betone mit kalksteinhaltigen Zementen (CEM II/A-LL) sind zwar absolut betrachtet höhere Werte für $D_{RCM, t=28d}$ und $D_{RCM, t=\infty}$ zu erwarten, der Altersexponent sollte aber vergleichbar sein. Betrachtet man nun die Ergebnisse zum Altersexponenten n_D , so fällt auf, dass sich eine solch systematische Reihung nicht ergibt. Mit Ausnahme der Betone mit CEM II/A-LL schwanken die Werte zwischen $n_D = 0,8$ bis $1,1$. Für CEM II/A-LL ergibt sich ein vollkommen aus dem Rahmen fallender Wert. Rechnerisch liegt dies daran, dass sich bereits nach etwa 56 Tagen keine weitere Abnahme des Migrationskoeffizienten für die Betone mit CEM II/A-LL ergab, siehe Bild 4-12 und [137]. Vor dem Hintergrund, dass sich für die reinen Portlandzemente (CEM I) des gleichen Werkes auch noch im hohen Alter ein Abnahme zeigte, scheinen die Ergebnisse für CEM II/A-LL insgesamt unplausibel. Die Ursache sind vermutlich Messartefakte, deren Hintergrund nicht weiter geklärt werden konnte. Es erscheint deshalb angebracht, zwar die Absolutwerte $D_{RCM, t=28d}$ und $D_{RCM, t=\infty}$ gemäß Tabelle 6-1 für weitere Berechnungen zu verwenden, aber die Ergebnisse zum Altersexponenten n_D aller Bindemittelarten zusammenzufassen, wie in Tabelle 6-2 gezeigt, wobei die „Ausreißer“ für CEM II/A-LL nicht berücksichtigt wurden. Insgesamt ist auf diese Weise ein Modell für den Migrationskoeffizienten unter Berücksichtigung der bindemittelspezifischen Abhängigkeit und dem Betonalter bereitgestellt.

6.3.3 Zum Einfluss der Dispersion auf den Migrationskoeffizienten

Soll vom Migrationskoeffizienten D_{RCM} , der wie hier über einen Farbindikator bestimmt wurde, auf den tatsächlich auch von der mechanischen Dispersion geprägten scheinbaren Migrationskoeffizient D_{RCM}^* geschlossen werden, gilt zu beachten, dass auf Grund des Einflusses der mechanischen Dispersion während des Migrationsversuchs, D_{RCM} entsprechend Gleichung (4-15) und (4-14) abgemindert werden muss, wobei näherungsweise zwischen einem Messmethodenfaktor $k_t = 0,7$ bei $w/z = 0,4$ und $k_t = 0,45$ bei $w/z = 0,75$ interpoliert werden kann, siehe Kapitel 4.2.3.

6.3.4 Zum Einfluss des Wassersättigungsgrades

Betrachtet man Ergebnisse zum Dispersionskoeffizienten D_L aus Praxisuntersuchungen, siehe z. B. Bild 3-20, Bild 3-23, Tabelle 4-6, dann stellt man fest, dass dieser um Größenordnungen geringer ausfällt, als dies in den zeitabhängigen Laboruntersuchungen zum scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} der Fall ist, siehe Kapitel 3.1 und 4.2. In einer Straßenatmosphäre ist im Langzeitmittel von teilgesättigtem Beton auszugehen. Die teilweise Wassersättigung hat theoretisch folgende Konsequenzen:

- Mit abnehmendem Grad der Wassersättigung nimmt die effektiv für den Transport wirksame Porosität ε ab. Es wurde jedoch bereits zuvor dargelegt, dass der scheinbare Diffusionskoeffizient D_{app} sich unabhängig von der Porosität ε verhalten sollte wenn man die Porosität und die Tortuosität getrennt betrachtet (in Realität sind beide Größen korreliert). Die Entleerung findet jedoch nicht gleichzeitig in allen Poren statt. Zunächst entleeren sich die großen Poren, während kleinere Poren noch häufiger mit Wasser gefüllt bleiben. Dadurch wird das Porennetzwerk stellenweise unterbrochen und die Weglänge im Porensystem, also die Tortuosität T , nimmt zu bzw. der scheinbare Diffusionskoeffizient D_{app} sinkt.

- In größeren Kapillarporen wird Diffusion zunehmend nur noch in Wasserfilmen auf der Porenoberfläche stattfinden können. Damit werden auch alle Interaktionen mit der Porenoberfläche bedeutsamer:
- Absolut betrachtet wird mit abnehmendem Füllungsgrad einer Pore die abstoßende Wirkung an den Porenwänden bedeutsamer, siehe Kapitel 2.2.4. Dadurch wird Chlorid zunehmend daran gehindert einen Porenquerschnitt zu passieren. Der scheinbare Diffusionskoeffizient D_{app} ist dadurch kleiner als im gesättigten Zustand des Betons. Mit zunehmendem Chlorideintrag über die Zeit sollte dieser Effekt jedoch abnehmen, da die abstoßende Wirkung mit steigender Lösungskonzentration sinkt, siehe Kapitel 2.2.4. Im wassergesättigten Zustand konnte gezeigt werden, dass die Abstoßung für grobporige Betone vernachlässigbar ist, Kapitel 4.4. Im teilgesättigten Zustand könnte der Effekt jedoch zum tragen kommen.
- Prinzipiell reduziert die Bindung von Chlorid im Beton den scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} gegenüber dem Eintrag, der sich ohne Bindung einstellen würde (Filtereffekt), siehe Bild 2-1 und Gleichung (2-7). Mit zunehmendem Chlorideintrag nimmt die Bindekapazität ab und der Diffusionskoeffizient D_{app} steigt. Damit sollte der scheinbare Diffusionskoeffizient D_{app} mit der Zeit steigen. Diesem Trend steht entgegen, dass mit zunehmender Chloridkonzentration, also mit der Zeit, die Aktivität des Chlorids und die Driftgeschwindigkeit sinken, siehe Kapitel 2.2.4. Für den wassergesättigten Zustand konnte in Kapitel 4.4 gezeigt werden, dass der Effekt der Chloridbindung überwiegt und im praxisrelevanten Bereich der Beaufschlagungskonzentrationen von einem zeitlichen Anstieg von D_{app} auszugehen ist. In teilgesättigtem Beton, findet durch die Austrocknung eine Aufkonzentration der Porenlösung statt. Damit werden auch mehr Chloride gebunden und D_{app} sollte zunehmend steigen. Allerdings ist dies nur im Rahmen der verfügbaren Bindungsplätze möglich. Die Abnahme der Aktivität bzw. der Driftgeschwindigkeit sind dagegen mit steigender Konzentration unbeschränkt möglich. Bei sehr hohen Konzentrationen, also starker Vorbelastung (hohem Alter) und geringen Wassersättigungsgraden, könnten dann die Aktivität und die Driftgeschwindigkeit hinsichtlich der Zeitabhängigkeit von D_{app} dominant werden.
- Der Wassersättigungsgrad sollte bei Bauteilen ohne direkte Beregnung (wie z. B. Brückenpfeiler) prinzipiell abhängig von der Lage zur Strasse sein. Folglich wäre auch der scheinbare Diffusionskoeffizient D_{app} absolut betrachtet und in seiner zeitlichen Entwicklung vom Abstand zur Strasse abhängig. Es wäre zu erwarten, dass D_{app} mit zunehmendem Abstand von der Strasse sinkt.

Die oben diskutierten Effekte gilt es zu überprüfen und zu quantifizieren. Untersuchungen zur Abhängigkeit von D_{app} von der Umgebungsfeuchte bzw. dem sich einstellenden Wassersättigungsgrad sind äußerst selten in der Literatur. Hier wird näher auf die Arbeit von Climent et al. [144] eingegangen. Diese stellten Betonproben (CEM II/A-LL, $z = 350 \text{ kg/m}^3$, $w/z = 0,6$) her und lagerte diese bis zur Erreichung der Massekonstanz in unterschiedlichen relativen Luftfeuchten. Anschließend wurden die Proben mit den Verbrennungsgasen von PVC (dampfförmige Salzsäure) definiert über eine Stunde bedampft und wiederum der vorherigen relativen Luftfeuchte ausgesetzt. Der Wasserverlust während der Beaufschlagung war vernachlässigbar gering. Die Kontrolle der Chloridverteilung unmittelbar nach Bedampfung zeigte, dass rd. 80-95 % der Chloridbelastung in den äußeren 2 Millimeter vorlag. Zu

unterschiedlichen Zeitpunkten nach Bedampfung wurde an den Proben Bohrmehl gewonnen. Durch Anpassung einer Lösung des 2. Fick'schen Gesetzes, welche für eine finite Beaufschlagungsmenge an der Oberfläche gültig ist, berechneten Climent et al. [144] aus den Chloridprofilen den scheinbaren Diffusionskoeffizient D_{app} . Darüber hinaus wurde an den Proben gravimetrisch der Wassersättigungsgrad w bestimmt. Prinzipiell ergab sich, dass bei hohen relativen Luftfeuchten eine rasche Umverteilung des oberflächennahen Chlorids ins Betoninnere stattfand, während bei rd. 54 % r. F. nahezu kein Eintrag zu verzeichnen war. Bei Lagerung unter hohen relativen Luftfeuchten von rd. 98 % ergaben sich allerdings z. T. Chloridprofile mit einem Maximum im Betoninneren, die nicht das Resultat von Diffusion sein können. Climent et al. [144] zogen eine Verminderung der Bindekapazität in Oberflächennähe durch die Beaufschlagung über die dampfförmige Salzsäure in betracht. Da solche Chloridmaxima aber nur bei hohen Umgebungsfeuchten (98 % RH) auftraten, wird hier davon ausgegangen, dass durch die Hygroskopizität des Chlorids zusätzliches Wasser aus der Umgebung aufgenommen wurde, welches dann auch durch kapillares Saugen eingedrungen ist und die Chloride weiter nach innen verschleppt hat, wodurch sich durch Dispersion ein Abfall der Konzentration an der Oberfläche ergibt, siehe Prinzipsskizze in Bild 2-7. Daraus folgt, dass zumindest bei hohen relativen Luftfeuchten die Messung des reinen Diffusionskoeffizienten in teilgesättigtem Beton nicht möglich ist, da grundsätzlich auch ein konvektiver Eintrag stattfindet. Auf der konservativen Seite liegend wird der Beitrag der Konvektion am Eintrag von Chlorid in den Versuchen von Climent et al. [144] vernachlässigt und ausschließlich der Diffusion zugerechnet.

Die so bei Teilsättigung gemessenen scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} können auf den sich für eine solche Betonrezeptur zum Testalter ($t = 180$ Tage) ergebenden Chloridmigrationskoeffizienten bezogen werden:

$$k_w = \frac{D_{app}(w)}{D_{RCM}^*(w = 100\%)} = w^{a_w} \quad (6-9)$$

k_w	Wassersättigungsfaktor des scheinbaren Diffusionskoeffizienten ($0 \leq k_w \leq 1$)	[-]
$D_{app}(w)$	Scheinbarer Diffusionskoeffizient bei Wassersättigungsgrad w	$[10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}]$
$D_{RCM}(w = 100\%)$	Dispersionsbereinigter Chloridmigrationskoeffizient nach Gleichung (4-14)	$[10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}]$
w	Wassersättigungsgrad des Betons	[-]
a_w	Regressionsvariable, hier deterministisch $a_w = 3,2$	[-]

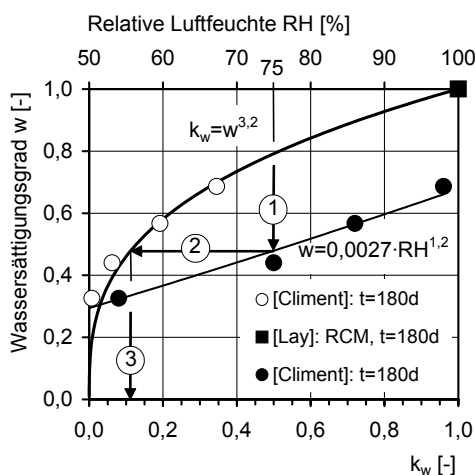


Bild 6-17:

Einfluss der relativen Luftfeuchte auf den Grad der Wassersättigung w und den sich daraus ergebenden Faktor k_w zur Reduktion des scheinbaren Diffusionskoeffizienten, Daten unter teilweiser Wassersättigung von Climent [144]

Nach Kapitel 6.3.1 und 6.3.2 ergibt sich bei Wassersättigung ein Wert für den Migrationskoeffizienten von rd. $D_{RCM} = 20 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$. Damit der scheinbare Diffusionskoeffizient D_{app} durch den über einen Farbindikator bestimmten Migrationskoeffizienten quantifiziert werden kann, muss der Wert für D_{RCM} allerdings um rd. 45 % abgemindert werden, d. h. $D_{RCM}^* \approx 0,55 \cdot D_{RCM} = 11 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$, siehe Kapitel 6.3.3.

Durch diese Auswertung ergibt sich der Zusammenhang zwischen der Luftfeuchte RH, dem sich einstellenden Wassersättigungsgrad w und dem Abminderungsfaktor k_w für den scheinbaren Diffusionskoeffizienten in Bezug auf den Wert bei vollständiger Wassersättigung. Der in Bild 6-17 gezeigte Dreisatz kann nur als grobe Schätzung für eine Quantifizierung des Effektes einer teilweisen Wassersättigung des Betons auf D_{app} verstanden werden, da Chloride in einer Straßenatmosphäre stets in Verbindung mit Wasser auf den Beton treffen. Auch fehlen vergleichbare Beziehungen für ein breiteres Spektrum an Betonzusammensetzungen.

Für die Quantifizierung des scheinbaren Diffusionskoeffizienten folgt daraus:

- Der scheinbare Diffusionskoeffizient im wassergesättigten Zustand ergibt sich gemäß den über Migrationsversuchen quantifizierten Abhängigkeiten von der Betonzusammensetzung (Bindemittelart, w/b -Wert) und dem Betonalter: $D_{app}(w = 100 \%) = D_{RCM}(w = 100 \%)$, nach Kapitel 6.3.1 und 6.3.2.
- Der Wert für $D_{app}(w)$ bei Teilsättigung des Betons kann entsprechend Gleichung (6-9) geschätzt werden. Dabei errechnet sich der Wassersättigungsgrad w des Betons gemäß der Funktion in Bild 6-17 durch Einsetzen der relativen Luftfeuchte RH. Statt der Luftfeuchte sollte jedoch eine äquivalente Luftfeuchte eingesetzt werden, die ebenfalls die Erhöhung des Wassergehalts im Beton durch direkte Wasserbeaufschlagung abdeckt. Eigene Untersuchungen [137] zur Verteilung des Wassersättigungsgrades an den in Kapitel 4.5.1 genannten Bauteilen zeigten, dass sich in einer Tiefe von rd. 20 bis 30 mm verhältnismäßig konstante Wassersättigungsgrade zwischen 30 und 50 % einstellen. Als ersten, zeitlich konstanten Schätzwert kann deshalb für deutsche Klimabedingungen ein Mittelwert von $k_w = 10 \%$ angenommen werden, der einer äquivalenten Luftfeuchte von rd. 75 % r. F. entspricht.

In wieweit die o.g. Größenordnungen für eine Straßenatmosphäre zutreffen, kann anhand der in Kapitel 3.2.5 und 3.2.6 beschriebenen Chloridprofile überprüft werden. Aus diesen wurde in einem ersten Schritt der Dispersionskoeffizient D_L berechnet. Darin ist neben dem scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} auch der mechanische Dispersionskoeffizient D_M enthalten, siehe Gleichung (2-34). Wie für die Oberflächenkonzentration c_s bereits ausgeführt, ist der w/b -Wert der einzelnen untersuchten Bauwerksbetone meist nicht bekannt. Analog zu Kapitel 5.2.2 musste davon ausgegangen werden, dass im Mittel Betone mit CEM I und $w/b = 0,5$ vorlagen. Für die Dispersivität ergibt sich damit ein Schätzwert gemäß Kapitel 6.2.2 von rd. $\Delta l = 2,6$ mm. Mit der für jedes Profil errechneten Konvektionsgeschwindigkeit v kann für diese Dispersivität der mechanische Dispersionskoeffizient D_M errechnet werden und vom Dispersionskoeffizienten D_L subtrahiert werden. Übrig bleibt D_{app} . Der scheinbare Diffusionskoeffizient D_{app} im wassergesättigten Zustand ergibt sich für einen Beton hergestellt mit CEM I und $w/b = 0,5$ in Abhängigkeit vom Alter aus Kapitel 6.3.1 und 6.3.2. Dieser ist um den Effekt der Dispersion abzumindern, Kapitel 6.3.3. Bildet man nun gemäß Gleichung (6-10) das Verhältnis des aus Chloridprofilen errechneten scheinbaren Diffusionskoeffizienten $D_{app}(w)$ und dem sich bei Wassersättigung einstellenden Wert $D_{app}(w=100\%) = D_{RCM}^*(w=100\%)$, dann ergibt sich der Faktor k_w zur Berücksichtigung des Einflusses einer teilweisen Wassersättigung.

Aus den rd. 60 Ergebnissen zu k_w ließ sich auf Grund der sehr starken Streuung kein eindeutiger Trend für eine nicht hydrationsbedingte Zeitabhängigkeit noch für die Abhängigkeit von der Lage zur Strasse erkennen. D_{app} nimmt also in einer Straßenatmosphäre im Wesentlichen nur durch die Hydratation ab. Nach Abschluss der Hydratation hängt D_{app} von der sich eingestellten Porenstruktur und dem Grad der Wassersättigung ab, wobei letzterer sowohl für Bauteile mit als auch ohne direkter Be-
regnung, nahezu unabhängig vom Abstand zur Strasse ist.

Es wurden deshalb alle Ergebnisse zu k_w unabhängig von Lage zur Strasse und Alter zusammengefasst und statistisch ausgewertet. Da der scheinbare Diffusionskoeffizient D_{app} auf den positiven Zahlenbereich beschränkt ist, wird eine Log-Normalverteilung zugrunde gelegt. Das Ergebnis der Auswertung für k_w ist: **Log-N ($\mu = 0,10$; $V = \sigma/\mu = 100\%$).**

Damit wird erstaunlich zutreffend die obige Abschätzung des Einflusses des Wassersättigungsgrades aus Laborversuchen bestätigt und gleichzeitig die sehr große Streuung um den Mittelwert quantifiziert.

6.3.5 Zusammenfassung zur Quantifizierung des scheinbaren Diffusionskoeffizienten

Da es sich beim scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} um einen integralen Mittelwert über die Zeit handelt, siehe Kapitel 2.5, der Migrationskoeffizient D_{RCM} aber ein zum Messzeitpunkt zugehöriger Wert ist, ergibt sich in Summe das folgende Modell:

$$D_{app}(t) = \left[\frac{(D_{RCM,0} - D_{RCM,\infty})}{(t - t_0) \cdot (1 - n_D)} \cdot \left[\left(\frac{t_0}{t} \right)^{n_D} \cdot t - t_0 \right] + D_{RCM,\infty} \right] \cdot k_t \cdot k_w \quad (6-10)$$

$D_{app}(t)$	Zeitabhängiger, scheinbarer Diffusionskoeffizient	[m ² /s]
$D_{RCM,0}$	Bindemittelspezifischer Migrationskoeffizient zum Referenzalter t_0 , Tabelle 6-1	[m ² /s]
$D_{RCM,\infty}$	Bindemittelspezifischer Migrationskoeffizient nach Hydratationsende, Tabelle 6-1	[m ² /s]
t	Betonalter	[s]
t_0	Referenzalter, hier 28d	[s]
n_D	Hydratationsbedingter Altersexponent, für alle Bindemittel Log-N ($\mu = 0,91$; $\sigma/\mu = 18\%$)	[-]
k_t	Testmethodenfaktor, entsprechend Gleichung (4-15)	[-]
	hier linear interpoliert zwischen $k_t = 0,7$ bei $w/z = 0,4$ und $k_t = 0,45$ bei $w/z = 0,75$	
k_w	Wassersättigungsfaktor des scheinbaren Diffusionskoeffizienten ($0 \leq k_w \leq 1$), hier Log-N ($\mu = 0,10$; $\sigma/\mu = 100\%$)	[-]

7 Beispiel zur Abschätzung der Depassivierungswahrscheinlichkeit

7.1 Ausgangssituation

Zur Veranschaulichung des Umgangs mit dem im Rahmen der vorliegenden Arbeiten aufgestellten Modell, wird als typisches Beispiel der hier untersuchte Pfeiler „Nr. 30“ der Brücke „CA“ im Stadtbereich Münchens herangezogen, siehe auch Bild 4-23. Der Beton wurde mit 320 kg/m³ PZ 275 (CEM I 32,5), mit $w/b = 0,44$ und Sieblinie A/B 16 im Jahr 1968 hergestellt. Der kürzeste Abstand des Pfeilers zur Straße beträgt 170 cm. Für Bemessungszwecke ist die Höhenkote von $h = 0$ m ü. Fahrbahnoberkante maßgebend. Hier wird aber zum Vergleich mit der bekannten Chloridverteilung auf einer Höhe von 0,6 m im Alter von 33 Jahren zum Zeitpunkt der stattgefundenen Untersuchung prognostiziert.

7.2 Eingangswerte für die Berechnungen

Für die voll-probabilistischen Berechnungen wurde das Programm STRUREL [90] benutzt. Im ersten Schritt wird das aufgestellte Grundmodell entsprechend Gleichung (2-30) in die Eingabemaske des

Programms eingegeben. Die Grundvariablen darin sind der Grundchloridgehalt c_i , die Oberflächenkonzentration c_s , die Konvektionsgeschwindigkeit $v(t)$ und der longitudinale Dispersionskoeffizient $D_L(t)$, wobei für $v(t)$ und $D_L(t)$ noch näher erläuterte Submodelle eingegeben werden. Alle im Modell enthaltenen Variablen werden automatisch vom Programm erkannt und können im nächsten Schritt in einer separaten Eingabemaske quantifiziert werden. Die Modellvariablen ergeben sich entsprechend der Quantifizierung in den Kapiteln 5 und 6 wie folgt:

Der Grundchloridgehalt c_i :

Der in Summe in den Betonausgangsstoffen enthaltene Grundchloridgehalt c_i wird gemäß Kapitel 5.1 unabhängig von der Betonzusammensetzung mit der folgenden logarithmischen Normalverteilung abgeschätzt: **Log-N ($\mu = 0,055$; $\sigma = 0,028$ M.-% Z).**

Die Oberflächenkonzentration c_s :

Der Erwartungswert (Mittelwert) für die Oberflächenkonzentration ergibt sich durch Einsetzen des Abstandsvektors der betrachteten Bauwerksstelle (**$a = 1,7$; $h = 0,6$ m**) in Gleichung (5-1) zu $\mu_{c_s} = 0,88$ M.-% Z, siehe Kapitel 5.2.1.2. Gleichung (5-1) basiert auf Daten, für die angenommen wird, dass die Bauwerksbetone mit CEM I und im Mittel mit einem Wasser-Bindemittelverhältnis von $w/b = 0,5$ hergestellt wurden. Der hier betrachtete Beton weist jedoch $w/b = 0,44$ auf. Eine hierfür notwendige Korrektur erfolgt gemäß Kapitel 5.2.2. Hierzu werden Bindungsisothermen von Tang [22], siehe auch Kapitel 2.2.2, für die beiden Betone mit CEM I und $w/b = 0,5$ bzw. $0,44$ in einem Tabellenkalkulationsprogramm entsprechend Bild 5-8 ermittelt. Die Gesamtchloridkonzentration von $c_s = 0,88$ M.-% Z ergäbe sich im Beton mit $w/b = 0,5$ bei ständiger Einlagerung in eine Chloridlösung mit rd. $4,3$ g Cl/l. Bei gleicher Lösungskonzentration würde der betrachtete Beton mit $w/b = 0,44$ durch den geringeren Kapillarporenraum nur eine Gesamtchloridkonzentration von rd. $c_s = 0,86$ M.-% Z aufweisen. In gleicher Weise erfolgt die Umrechnung, wenn eine andere Bindemittelart als CEM I verwendet wird. Die Standardabweichung ergibt sich aus dem Produkt des Erwartungswertes mit dem Variationskoeffizient von $V = 62$ %, der aus der statistischen Auswertung der Streuung des Modells zur Lageabhängigkeit der Oberflächenkonzentration entsprechend Bild 5-6 folgt. Für die Oberflächenkonzentration ist eine logarithmische Normalverteilung anzusetzen. Insgesamt lautet die Schätzung: **Log-N ($\mu = 0,86$; $\sigma = 0,62 \cdot \mu = 0,53$ M.-% Z).**

Die Konvektionsgeschwindigkeit $v(t)$:

Für die Konvektionsgeschwindigkeit $v(t)$ gilt:

$$v(t) = k_{v(w/b)} \cdot v(t,r) \quad (7-1)$$

$k_{v(w/b)}$	Faktor zur Abhängigkeit der Konvektionsgeschwindigkeit v vom w/b -Wert nach Gleichung (6-1)	[-]
$v(t,r)$	Konvektionsgeschwindigkeit für Referenzbeton ($w/b = 0,50$) als Funktion des Alters t und des Abstands r zum Straßenrand, entsprechend Gleichung (6-3)	[-]

Der **Faktor $k_{v(w/b)}$** besteht selbst aus einem einzugebenden Submodell nach Gleichung (6-1) und berücksichtigt die Abweichung des Wasser-Bindemittelverhältnisses **$w/b = 0,44$** des betrachteten Pfeilers vom Referenzwert $w/b = 0,5$. Der Exponent $a_{v(w/b)}$ in Gleichung (6-1), als Maß für die Verminderung der Tortuosität und der Bindungshäufigkeit mit einer Erhöhung von w/b , ist nach Bild 6-6 mit **$a_{v(w/b)} = 2,37$** anzusetzen. Die Modellunsicherheit $\varepsilon_{v(w/b)}$ quantifiziert die Streuung um den Erwartungswert. Nach Bild 6-6 gilt für den Streuungsfaktor **$\varepsilon_{v(w/b)}$: Log-N($\mu = 1,0$; $\sigma = 0,23$) [-]**.

Die zeit- und ortsabhängige Konvektionsgeschwindigkeit $v(t,r)$ wird durch Einsetzen des Abstandsvektors der betrachteten Bauwerksstelle ($a = 1,7 \text{ m}$; $h = 0,6 \text{ m}$) in Gleichung (6-3) berechnet. Die weiter in Gleichung (6-3) enthaltenen Variablen werden unabhängig von der Betonzusammensetzung entsprechend Bild 6-7 deterministisch eingesetzt: **Konvektionsgeschwindigkeit $v_0 = 90 \text{ mm/a}$ zum Referenzzeitpunkt $t_0 = 28 \text{ d}$, Altersexponent $n_v = 1,27$ und die Entfernung zur Straße ab welcher keine Konvektion mehr stattfindet $r_{\max} = 8,0 \text{ m}$.** Die Streuung der zeit- und ortsabhängige Konvektionsgeschwindigkeit wird über die Modelunsicherheit $\varepsilon_{v(t,r)}$ mit einer Gamma-Verteilung angesetzt. Nach Bild 6-7 gilt für die **Modellunsicherheit $\varepsilon_{v(t,r)}$: Gamma ($\mu = 0,96$; $\sigma = 0,56$).**

Die Dispersivität Δl :

Der Dispersionskoeffizienten D_L teilt sich auf in den scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} und dem Anteil mechanischer Dispersion, siehe Gleichung (2-15). Letzterer ist das Produkt aus der Dispersivität Δl [m] und der Konvektionsgeschwindigkeit v [m/s]. Die Dispersivität wird als Submodell nach Bild 6-10 unabhängig von der Bindemittelart als Funktion des w/b -Wertes eingegeben, wobei $w/b = 0,44$ gesetzt wird. Die Regressionsvariablen des Submodells ergeben sich zu **$a_{\Delta l(w/b)} = \text{ND}(\mu = 1,63$; $\sigma = 0,22)$ [mm] und $b_{\Delta l(w/b)} = \text{ND}(\mu = 9,67$; $\sigma = 1,95)$ [mm], Bild 6-10.**

Der scheinbare Diffusionskoeffizient $D_{\text{app}(t)}$:

Der scheinbare Diffusionskoeffizient D_{app} ist der Anteil des Dispersionskoeffizienten $D_L(t)$, der sich unabhängig von der Konvektionsgeschwindigkeit $v(t)$ des Chlorids verhält, siehe Gleichung (2-15). Als Submodell wird Gleichung (6-10) verwendet.

Der in Gleichung (6-10) enthaltene **Faktor $k_{D(w/b)}$** berücksichtigt die Abhängigkeit des scheinbaren Diffusionskoeffizienten vom Wasser-Bindemittel-Verhältnis nach Gleichung (6-6) mit $w/b = 0,44$. Die deterministische Regressionsvariable in Gleichung (6-6) ergibt sich entsprechend Bild 6-15 zu **$a_{D(w/b)} = 2,7$.** Der Streuungsfaktor beträgt **$\varepsilon_{D(w/b)} = \text{Log-N}(\mu = 1,0$; $\sigma = 0,08)$ [-].**

Die Zeitabhängigkeit des scheinbaren Diffusionskoeffizienten wird getrennt nach Bindemitteln über den **Chloridmigrationskoeffizienten $D_{\text{RCM},0} = \text{Log-N}(\mu = 9,4$; $\sigma = 0,5 \cdot \mu)$ [$10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$] zum Referenzalter $t_0 = 28 \text{ d}$, den **Migrationskoeffizienten nach Hydratationsende $D_{\text{RCM},\infty} = \text{Log-N}(\mu = 4,6$; $\sigma = 0,8 \cdot \mu)$ [$10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$] und den für alle Bindemittel gleich anzusetzenden **Altersfaktor $n_D = \text{Log-N}(\mu = 0,91$; $\sigma = 0,18 \cdot \mu)$ [-]** entsprechend Tabelle 6-1 und Tabelle 6-2 in Ansatz gebracht.****

Auf Grund des Einflusses der mechanischen Dispersion während des Migrationsversuchs, siehe Kapitel 4.2.3, muss der Migrationskoeffizient D_{RCM} entsprechend Gleichung (4-15) und (4-14) abgemindert werden, wobei näherungsweise zwischen $k_t = 0,7$ bei $w/b = 0,4$ und $k_t = 0,45$ bei $w/b = 0,75$ interpoliert werden kann. Für $w/b = 0,44$ ergibt sich ein deterministischer **Testmethodenfaktor von $k_t = 0,67$.**

Der Einfluss einer teilweisen Wassersättigung auf den scheinbaren Diffusionskoeffizienten wird gemäß Kapitel 6.3.4 durch den Faktor k_w abgeschätzt: **$\text{Log-N}(\mu = 0,10$; $V = \sigma/\mu = 100\%)$ [-].**

Der kritische Chloridgehalt c_{crit} :

Analog zu Gehlen [30] wird c_{crit} mit einer Beta-Verteilung unabhängig von der Betonzusammensetzung oder Lage zur Fahrbahn abgeschätzt: **Beta ($\mu = 0,48$; $\sigma = 0,15$; $\min = 0,2$; $\max = 2,0$) [M.-% Z].**

Die Betondeckung d_c :

Zur Beschreibung der Betondeckung ist z. B. die auf den positiven Zahlenbereich begrenzte Log-Normalverteilung gut geeignet. Für den Beispielfeiler wird hier ein Erwartungswert von $\mu = 55 \text{ mm}$

angesetzt, was den Anforderungen entsprechend der heute gültigen Normenwerke entspricht, siehe [100, 100, 105]. Es werden keine besonderen Ausführungsanforderungen vorausgesetzt und analog zu Gehlen [30] von einer Standardabweichung $\sigma = 10$ mm ausgegangen.

Tabelle 7-1: Zusammenfassung zur Quantifizierung der Modellvariablen unter Angabe von Verteilungstyp, Mittelwert μ , Standardabweichung σ und Grenzwerten a und b

Variable	Subvariable	Einheit	Verteilung	μ	σ	a	b	Kapitel/ Quelle
c_i		[M.-% Z]	Log-N	0,055	0,028	-	-	5.1
$c_s(a=1,7m; h=0,6m)$		[M.-% Z]	Log-N	0,86	$\mu=0,62$	-	-	5.2.1.2+5.2.2
w/b		[-]	D	0,44	-	-	-	7.1
v(t)	$k_{v(w/b)}$	$a_{v(w/b)}$	[-]	D	2,37	-	-	6.1.2
		$\varepsilon_{v(w/b)}$	[-]	Log-N	1,0	0,23	-	-
	v_0	[mm/a]	D	90	-	-	-	6.1.3
	t_0	[d]	D	28	-	-	-	6.1.3
	n_v	[-]	D	1,27	-	-	-	6.1.3
	a	[m]	D	1,7	-	-	-	6.1.3
	h	[m]	D	0,6	-	-	-	6.1.3
	r_{max}	[m]	D	8,0	-	-	-	6.1.3
	$\varepsilon_{v(t,r)}$	[-]	Gamma	0,96	0,56	-	-	6.1.3
Δl	$a_{\Delta l(w/b)}$	[mm]	ND	1,63	0,22	-	-	6.2.2
	$b_{\Delta l(w/b)}$	[mm]	ND	9,67	1,95	-	-	6.2.2
$D_{app}(t)$	$k_{D(w/b)}$	$a_{D(w/b)}$	[-]	D	2,7	-	-	6.3.1
		$\varepsilon_{D(w/b)}$	[-]	Log-N	1,0	0,08	-	-
	$D_{RCM,0}$	[10^{-12} m ² /s]	Log-N	9,4	$\mu=0,5$	-	-	6.3.2
	$D_{RCM,\infty}$	[10^{-12} m ² /s]	Log-N	4,6	$\mu=0,8$	-	-	6.3.2
	n_D	[-]	Log-N	0,91	$\mu=0,18$	-	-	6.3.2
	k_t	[-]	D	0,67	-	-	-	6.3.3
	k_w	[-]	Log-N	0,1	$\mu=1,0$	-	-	6.3.4
c_{crit}		[M.-% Z]	Beta	0,48	0,15	0,2	2,0	Gehlen [30]
d_c		[mm]	Log-N	55	10	-	-	Gehlen [30]

7.3 Berechnungsergebnisse

Setzt man zunächst nur die Mittelwerte der Variablen in das Transportmodell ein, so lässt sich der Erwartungswert für die Chloridverteilung im Beton ermitteln, Bild 7-1.

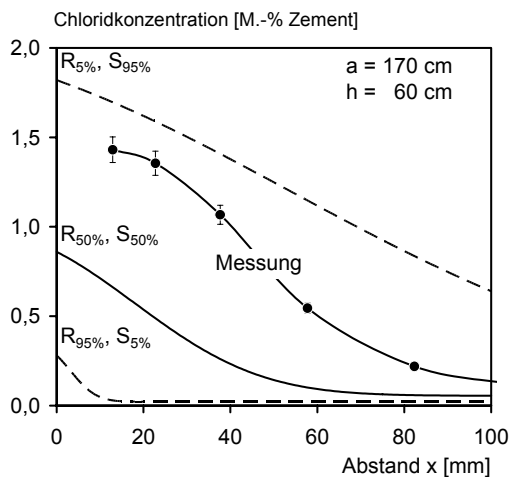


Bild 7-1:

Chloridprofile auf dem Niveau der 5, 50 bzw. 95 % Quantilen der Modellvariablen auf der Widerstands- (R) bzw. Einwirkungsseite (S) und Messung (unter Angabe eines Streubandes für die chemische Chloridanalyse von ± 10 %) im Abstand von $a = 170$ cm und einer Höhe von $h = 60$ cm über Fahrbahnoberkante

Dieser Erwartungswert kann mit den tatsächlichen Messergebnissen, im Sinne einer Plausibilitätsprüfung verglichen werden, da diese Messergebnisse nicht zur Kalibrierung des hier erarbeiteten Modells verwendet wurden.

Ferner zeigt Bild 7-1 zur Einordnung der Messergebnisse die Bandbreite möglicher Chloridverteilungen für die Koordinaten $a = 170$ und $h = 60$ cm, die sich durch Einsetzen der 5 bzw. 95 % Quantile aller Zufallsvariablen entsprechend der Quantifizierung nach Tabelle 7-1 ergibt.

Auf Grund der z. T. sehr hohen Streuung der Modellvariablen, ist grundsätzlich mit deutlichen Abweichungen des Erwartungswertes von der tatsächlich vorliegenden Chloridverteilung eines realen Bauteils auszugehen. Das gemessene Chloridprofil im Beispiel repräsentiert dabei etwa das 85%-Quantil möglicher Chloridverteilungen. Dies zeigt insgesamt die Notwendigkeit für ein probabilistisches Kon-

zept auf. Bild 7-1 verdeutlicht vor allem aber auch, dass bei Ansatz eines üblichen Sicherheitsniveaus ein Überschreiten des Gebrauchssicherheitszustandes der Bewehrungsdpassivierung durch eine Bemessung nach dem erarbeiteten Modell zielsicher ausgeschlossen werden kann.

In einem voll-probabilistischen Modell müssen nicht nur die Transportkenngrößen, sondern auch die Grenzvariablen, d. h. die Betondeckung und der kritische Chloridgehalt als stochastische Variable eingeführt werden, siehe Tabelle 7-1. Hier wurde über die im Programm STRUREL [90] integrierte Option SORM, Kapitel 2.3.1, die Depassivierungswahrscheinlichkeit berechnet. Die berechneten Werte drücken die Wahrscheinlichkeit für Depassivierung an jedem beliebigen Punkt einer Betonoberfläche aus, der sich im gleichen Abstand zur Straße befindet. Für das Beispiel des hier betrachteten Brückenpfeilers ist die Depassivierungswahrscheinlichkeit folglich an jeder Stelle unterschiedlich. Für eine Quantifizierung der Oberflächenkonzentration bzw. der Konvektionsgeschwindigkeit an dem Verkehr abgewandten Flächen lagen nahezu keine Daten vor. Hier muss folglich die Oberflächenkonzentration c_s , siehe Kapitel 5.2.1.2, und die Konvektionsgeschwindigkeit v , siehe Kapitel 6.1.3, entlang des Pfeilerumfangs je Höhenkote gleich angesetzt werden, was ab Höhen von über rd. 1,0 m durch die Vergleichmäßigung der Chlorid- und Wasserbelastung eine sinnvolle Vereinfachung darstellt, Bild 7-2. Im Rahmen eines LZMS ist grundsätzlich ein Erwartungswert der Instandsetzungskosten über die Zeit gesucht, der sich aus dem instandsetzungsbedürftigen Flächenanteil und den Einheitskosten für die Instandsetzung ergibt. Ohne weitere Untersuchungsergebnisse entspricht der Schätzwert für den instandsetzungsbedürftigen Flächenanteils des hier betrachteten Pfeilers dem Mittelwert der Depassivierungswahrscheinlichkeit über die Bauteilhöhe, wie in Bild 7-2 für einen Zeitpunkt gezeigt.

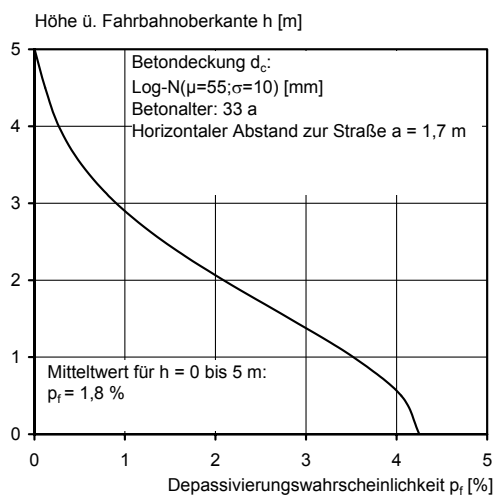


Bild 7-2:

Berechnung zur Wahrscheinlichkeit von Bewehrungsdpassivierung entlang der Höhe des Pfeilers 30 (Baujahr 1968, Abstand zur Straße $a = 170$ cm) der Brücke „CA“ (Stadt München, siehe auch Bild 4-23) zum Zeitpunkt der erneuten Chloridprofilbestimmung im Alter von 33 a, mit Eingangsdaten entsprechend Tabelle 7-1

Entsprechende Berechnungen sind auf den jeweils gewählten Höhenkoten über den gesamten Planungszeitraum (Lebensdauer) notwendig, um den Instandsetzungsaufwand zu prognostizieren.

7.4 Signifikanzanalyse

Bild 7-3 zeigt das Ergebnis zu Berechnungen der Depassivierungswahrscheinlichkeit für das Beispiel nach Kapitel 7.2 über das Bauwerksalter unter Variation des Mittelwertes der Betondeckung. Danach steht das im Rahmen dieser Arbeit entwickelte Modell im Einklang mit den Erfahrungswerten des deskriptiven Konzepts zur Vermeidung chloridinduzierter Korrosion in den heutigen Normenwerken [100, 105], bei deren Anwendung von einer technischen Lebensdauer von 50 Jahren (ohne Angabe der korrespondierenden Depassivierungswahrscheinlichkeit) ausgegangen wird, [145].

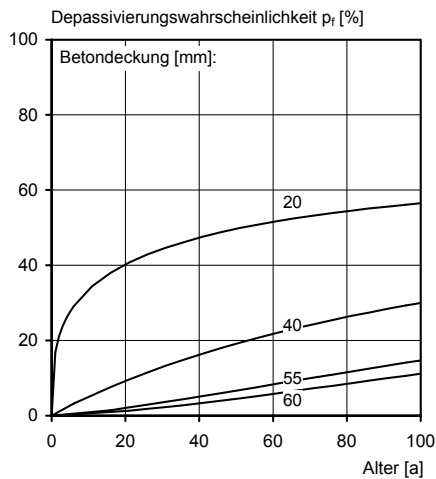


Bild 7-3:

Prognose für die Depassivierungswahrscheinlichkeit als Funktion der Zeit bei einer mittleren Betondeckung von 20, 40, 55 oder 60 mm (Verteilungstyp, Standardabweichung immer gleich, siehe Tabelle 7-1) und einem Abstand von $a = 170$ cm sowie einer Höhe von $h = 60$ cm über Fahrbahnoberkante

Soll die Signifikanz einer Modellvariablen im Gesamtkontext des Modells studiert werden, eignet sich hierfür insbesondere die Betrachtung der sog. Wichtungsfaktoren α_i , deren geometrische Bedeutung bereits in Kapitel 2.3.1 erläutert wurde und die zur Ableitung von Teilsicherheitsbeiwerten herangezogen werden, siehe z. B. [30, 84]. Zu den Grundlagen der Berechnung von Wichtungsfaktoren α_i wird auf [84, 89] verwiesen.

Hier erfolgte die Berechnung der Wichtungsfaktoren α_i über das Programm STRUREL [90], Bild 7-4. Für das vorgeführte Beispiel zeigt sich, dass der Wassersättigungsfaktor k_W des Diffusionskoeffizienten kurz gefolgt von der Oberflächenkonzentration c_s die weitaus größte Bedeutung im Modell aufweisen, gefolgt vom Diffusionskoeffizienten gegen Ende der Hydratation D_∞ , der Betondeckung d_c (wie schon in Bild 7-3 gezeigt), dem kritischen Chloridgehalt c_{crit} und dem Streuungsfaktor für die Abhängigkeit der Konvektionsgeschwindigkeit von der Zeit und der Lage zur Straße $\varepsilon_{V(t,r)}$.

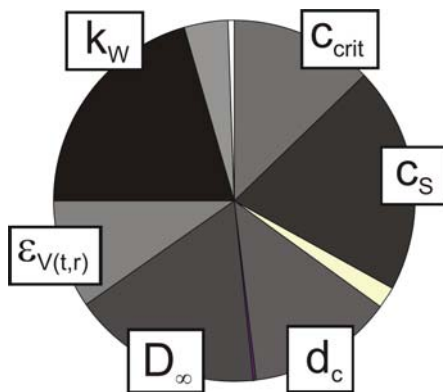


Bild 7-4:

Relative Bedeutung der Modellvariablen (Wichtungsfaktoren α_i)

Dies sind folglich auch die Variablen, denen bei der Modellierung und vor allem bei der Zuschärfung durch Bauwerksuntersuchungen in den praxisrelevanten Fällen die meiste Aufmerksamkeit geschenkt werden sollte. Angemerkt sei, dass sich insbesondere bei Ansatz einer signifikant anderen Betonzusammensetzung oder anderen Umgebungsbedingungen (Abstand zur Straße) veränderte Relationen ergeben.

Über die Betrachtung der absoluten Wichtungsfaktoren α_i eines einzelnen Beispiels ist keine Aussage zur Relevanz der Betonzusammensetzung auf das Gesamtergebnis möglich. Diese Sensitivitätsanalyse wurde unter Veränderung der maßgeblichen Größen, d. h. der Bindemittelart und des w/z-Wert vorgenommen, Bild 7-5. Das Beispiel verdeutlicht den deutlich positiven Einfluss von Betonzusatzstoffen bzw. von geringen w/b-Werten auf die Depassivierungswahrscheinlichkeit und die damit direkt proportional abhängigen Instandsetzungskosten.

Der positive Einfluss von Betonzusatzstoffen ist derzeit noch nicht in den heute relevanten Normen [100, 105, 145, 146] berücksichtigt, die für Bauteile mit Beaufschlagung durch chloridhaltige Spritzwasser (XD 3), unabhängig von der Bindemittelart $w/b \leq 0,45$ fordert. Steigende Kosten für die Herstellung von Betonen mit hohem Chlorideindringwiderstand können nun mit dem bereitgestellten Modells den zu erwartenden Instandsetzungskosten während der geplanten Nutzungsdauer gegenübergestellt werden, um über die Gesamtkosten die optimale Betonzusammensetzung zu bestimmen.

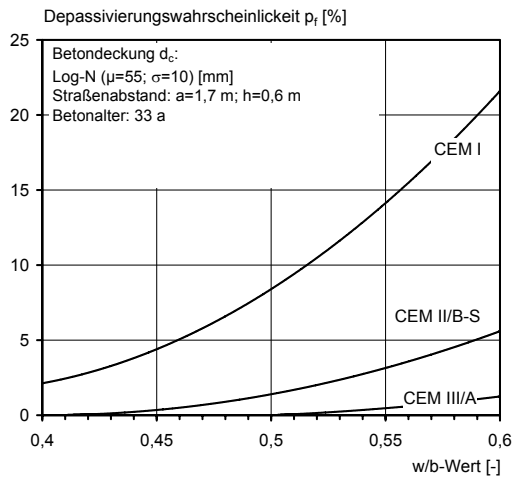


Bild 7-5:

Berechnungsbeispiel zur Wahrscheinlichkeit der Bewehrungsdepassivierung unter Variation der Bindemittelart (hier nur exemplarisch für den Einfluss des Gehalts an Hüttensand) und des w/b-Wertes

Für diese Optimierungsaufgabe sind aber nicht nur die chloridinduzierte Korrosion, sondern gleichzeitig auch andere gleichwertig bedeutende Aspekte wie z. B. der Frostwiderstand, die Nachbehandlungsempfindlichkeit, etc. im Auge zu halten.

7.5 Möglichkeiten zur Reduktion der Modellkomplexität

Das vorangegangene Beispiel demonstrierte, dass mit dem im Rahmen dieser Arbeit aufgebauten Modell eine Abschätzung der Depassivierungswahrscheinlichkeit unter Zuhilfenahme auf dem Markt verfügbarer Software für voll-probabilistische Berechnungen ohne weiteres möglich ist. Der Aufwand zur Eingabe des Modells in die Berechnungssoftware ist überschaubar. Nichts desto trotz sollte immer versucht werden, den äußerst komplexen Vorgang des Chlorideintrags auf seine wesentlichen Aspekte zu reduzieren, um auf diese Weise a) dem anwendenden Ingenieur mehr Transparenz zu bieten und b) den Blick für die wesentlichen Modellvariablen zu schärfen, um auf diese in Zukunft den weiteren Forschungsbedarf zu konzentrieren. In diesem Sinne zeigt Bild 7-6 für das vorangegangene Prognosebeispiel, den Effekt der Vernachlässigung verschiedener Komponenten des Grundmodells.

Die Zeitpunkte 5 und 30 Jahre wurden als repräsentativ für ein junges und ein hohes Alter für ein Betonbauwerk gewählt. Aus der Studie kann gefolgert werden:

- ❑ In jungem Alter wird die Chloridverteilung im Wesentlichen von der Konvektion mit mechanischer Dispersion geprägt. Daher bewirkt die Vernachlässigung der Dispersivität ΔI zu diesem Stadium eine deutliche Unterschätzung des Chlorideintrags.
- ❑ Der Anteil der Diffusion an der hydrodynamischen Dispersion ist bereits nach 5 Jahren deutlich größer als jener der mechanischen Dispersion (Produkt aus Konvektionsgeschwindigkeit v und Dispersivität ΔI). Die Vernachlässigung der Diffusion würde bereits nach 5 Jahren zu einer deutlichen Unterschätzung der Chloridkonzentration im Betoninneren führen.
- ❑ Der Einfluss der Konvektion nimmt mit der Zeit rasch ab. Die Chloridverteilungen sind im Beispiel nach 5 und 30 Jahren ohne den Einfluss der Diffusion nahezu identisch.
- ❑ Mit der schwindenden Bedeutung der Konvektion über die Zeit, sinkt auch die Bedeutung der Dispersivität ΔI . Auf lange Zeiträume gesehen kann die Dispersivität ΔI vernachlässigt werden.
- ❑ Man kann in jungem Alter also das vereinfachte Modell ohne den zweiten Summanden aber unter Berücksichtigung der dann noch wichtigen Dispersivität ΔI verwenden.
- ❑ Mit zunehmendem Alter nimmt der Einfluss der Diffusion merklich zu und ist in keiner Weise vernachlässigbar. Dies verdeutlicht die Bedeutung der Kenntnis des scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} in teilgesättigtem Beton.

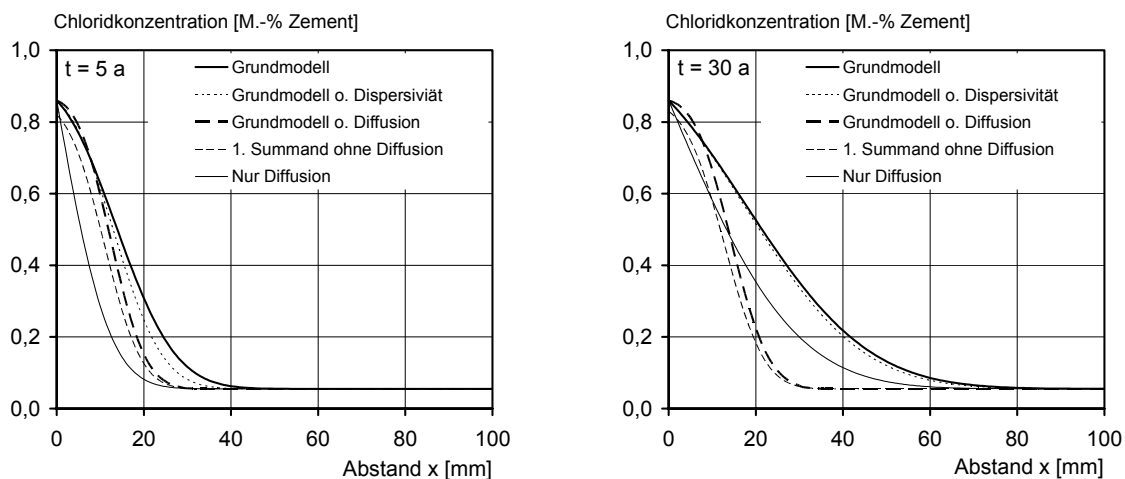


Bild 7-6: Prognose mit den Mittelwerten der Eingangsgrößen nach Tabelle 7-1 im Abstand $a = 170$ cm und auf einer Höhe von $h = 60$ cm, im Alter von 5 Jahren (links) und 30 Jahren (rechts) mit dem Grundmodell nach Gleichung (2-30) bzw. unter Vernachlässigung von a) der Dispersivität Δl , b) dem scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} oder c) dem zweiten Summanden des Grundmodells

- Die Bedeutung des zweiten Summanden des Grundmodells in Gleichung (2-30) wächst analog mit der Bedeutung der Diffusion. Die Vernachlässigung ist bereits nach 5 Jahren nicht mehr gerechtfertigt, da sich sonst insgesamt zu geringe Chloridkonzentrationen ergeben.
- Eine Vereinfachung in hohem Alter lässt sich jedoch durch das Superpositionsprinzip bewerkstelligen: (a) Zunächst wird der Eintrag bei gegebener Oberflächenkonzentration infolge reiner Diffusion berechnet, gemäß der mathematischen Approximation nach Gleichung (2-10). (b) Im weiteren erfolgt die Berechnung des Eintrags über Konvektion mit Dispersion durch die Dispersivität Δl aber ohne den Beitrag der Diffusion mit Gleichung (2-17). Es kann auch für die Konvektion mit Dispersion eine mathematische Approximation analog zu Gleichung (2-10) verwendet werden. (c) Im letzten Schritt werden beide Ergebnisse nach dem Superpositionsprinzip überlagert. Bei dieser Überlagerung ist darauf zu achten, dass nicht die Chloridkonzentration, sondern die bei der jeweiligen Konzentration vorliegenden Eindringtiefe überlagert, d. h. aufaddiert werden müssen, wofür beide Gleichungen nach der Tiefe x (bei vereinfachten Nachweisen nur die Betondeckung) aufzulösen sind, was bei Anwendung der Approximationslösungen aber ohne weiteres möglich ist. Dazu sind die zum jeweils betrachteten Zeitpunkt vorliegenden Transportvariablen als Konstante ins Modell einzusetzen, also der zeitliche Mittelwert des Diffusionskoeffizienten nach Gleichung (6-10) und die sich eingestellte mittlere Konvektionstiefe $\mu_x = v(t) \cdot t$ wobei auch für die Konvektionsgeschwindigkeit $v(t)$ der zeitliche Mittelwert nach Gleichung (2-32) zu verwenden ist.
- Weiterer Vorteil dieses Vorgehens ist, dass der sich nach der Superposition ergebende Ausdruck analytisch nach der Zeit aufgelöst werden kann und somit der Zeitpunkt, bei welchem Depassivierung auftritt in ein Modell zum Korrosionsfortschritt eingesetzt werden kann (Dauer des Korrosionsfortschritts ist die Differenz aus Expositionszeit und Korrosionsbeginn).

8 Ausblick

8.1 Reduktion von Unsicherheiten durch Abgleich nach Bayes

8.1.1 Untersuchungsergebnisse als Randbedingungen im Modell

In Kapitel 2.3.2 wurde bereits das Prinzip des Abgleich nach Bayes dargelegt. Grundidee ist, dass Ergebnisse aus Untersuchungen als Randbedingungen in ein probabilistisches Modell eingeführt werden, um die Unsicherheiten in diesem Modell zu reduzieren. Grundsätzlich sind nur solche Variablen als Randbedingung in das Modell einzuführen, die wiederum selbst von anderen Subvariablen abhängen. Unabhängige Variablen, sind im Modell einfach durch die am Bauwerk gemessenen Werte zu ersetzen. Untersuchungsergebnisse U_i können als Gleichheitsbedingung $U_i = \{g_i(u) = 0\}$ oder Ungleichheitsbedingung $U_i = \{g_i(u) \leq 0\}$ in die Berechnung eingehen. Eine Gleichheitsbedingung stellt immer eine eindeutig messbare Größe dar, z. B. der mittlere Dispersionskoeffizient D_L oder eine Chloridkonzentration $c(x,t)$ zum Zeitpunkt der Inspektion t_{insp} . Eine Ungleichheitsbedingung enthält nur die Information, dass der gemessene Wert größer oder kleiner als ein betrachteter Grenzwert ist. Als Beispiel für eine Ungleichheitsbedingung mag das Signal eines Korrosionssensors dienen [147, 148, 149], der nur in bestimmten Intervallen angesteuert wird. Denn wird zu einem bestimmten Zeitpunkt aktive Korrosion detektiert, so gilt für den Zeitpunkt der Initiierung, dass dieser nur vor oder unmittelbar während der Detektion $t_{ini} \leq t_{Detektion}$ stattgefunden haben kann. Wird keine Korrosion festgestellt, dann ist nur bekannt, dass die Depassivierung zu einem späteren (aber nicht weiter fassbaren) Zeitpunkt zu erwarten ist. Generell ist zu beachten, dass alle Messgrößen immer als statistische Zufallsvariablen durch Ansatz des Messfehlers mit Mittelwert μ (im Idealfall $\mu = 0$) und Standardabweichung σ als Randbedingung einzufügen sind.

8.1.2 Das „Geburtszertifikat“

Wird ein Bauwerk mit dem hier aufgestellten Modell auf den Zustand der Depassivierung „bemessen“, dann besteht die erste Möglichkeit Zusatzinformationen zu gewinnen bereits während der Bauphase bzw. der Bauwerksabnahme, um so möglichst frühzeitig die tatsächlich realisierte Bauwerksqualität zu berücksichtigen. Diese Messungen werden hier als Geburtszertifikat bezeichnet. Im Rahmen der Güteüberwachung kann der Chloridmigrationskoeffizient (RCM) an Probekörpern gemessen werden, die während der Betonage hergestellt wurden. Die Messung erfolgt idealer Weise zum im Modell zu Grunde gelegten Referenzalter von 28 Tagen (analog zur Prüfung der Festigkeitskennwerte). Da solche Messungen nur in geringem Stichprobenumfang stattfinden, sind sie nur als Ergänzungsinformationen zu betrachten. Die Verarbeitung der Messergebnisse nach dem Prinzip Bayes'scher Statistik erfolgt analog zu Messungen während der Nutzung nach Kapitel 8.1.2. Im Rahmen der Abnahme können Betondeckungsmessungen durchgeführt werden. Die Betondeckung ist eine von anderen Subvariablen unabhängige Variable. Annahmen im Modell können bei flächendeckender Messung einfach durch die Messergebnisse (Mittelwert, Standardabweichung) ersetzt werden.

8.1.3 Informationsgewinn durch den Chloridmigrationskoeffizienten in höherem Bauwerksalter

Im Rahmen der Güteüberwachung kann der Chloridmigrationskoeffizient nach 28 Tagen gemessen werden. Die hydratationsbedingte Abnahme wird aber dadurch nicht erfasst. Die Signifikanzanalyse in Kapitel 7.4 zeigte, dass der Migrationskoeffizient nach Hydratationsende $D_{RCM,t=\infty}$ eine bedeutsame Variable ist, siehe auch Bild 7-4. Dies liegt daran, dass mit der Zeit die Diffusion gegenüber der Konvektion immer weiter an Bedeutung gewinnt, Kapitel 7.5. Es ist also zweckmäßig Migrationsversuche durchzuführen, wenn die Hydratation keinen Beitrag mehr zur Abnahme von D_{RCM} liefert.

Unterschiede zwischen den Diffusionskoeffizienten des oberflächennahen Bereich (Zementsteinanreicherungen, Carbonatisierung, mangelnde Nachbehandlung) und des Kernbetons führen zu einer Zeitabhängigkeit des scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} , wie es in Kapitel 3.2.2.2 ausführlich für den Fall der Carbonatisierung erläutert wurde. Die Zeitabhängigkeit durch Randzoneneffekte lässt sich durch Messung des Migrationskoeffizienten nach Hydratationsende nicht erfassen. Das ist nur über Chloridprofile möglich, die noch nachfolgend behandelt werden. Es ist der scheinbare Diffusionskoeffizient D_{app} im Betoninneren, der für das Modell von Bedeutung ist. Es sollten deshalb nur Proben aus dem Kernbeton geprüft werden. Können die Proben aus ausreichend tiefen Schichten ohne Chloridbelastung gewonnen werden, kann mit dem herkömmlichen Migrationsversuch entsprechend Kapitel 4.2.1 gearbeitet werden. Lässt sich eine Chloridbelastung nicht ausschließen sollte dagegen der Chloridmigrationskoeffizient gemäß des hier entwickelten Jodidmigrationsversuch bestimmt werden, da Versuche mit Jodid- bzw. mit Chlorid als transportiertes Ion das gleiche Ergebnis für den selben, chloridfreien Beton liefern, aber nur mit dem Jodidmigrationsversuch auch chloridhaltiger Beton zu prüfen ist, siehe Kapitel 4.3. Im weiteren Verlauf wird hier nur noch vom Migrationskoeffizient D_{RCM} gesprochen.

Die Ergebnisse des Versuchs (Mittelwert μ ; Standardabweichung σ) gehen unter Zugrundelegung einer Log-N-Verteilung ein. Hierzu wird neben Gleichung (2-20) eine weitere Grenzzustandsfunktion aufgestellt:

$$U\{D_{RCM,insp}(t_{insp}) - D_{RCM}(t_{insp}) = 0\} \quad (8-1)$$

U	Untersuchungsergebnis	
$D_{RCM,insp}(t_{insp})$	Gemessener Migrationskoeffizient zum Zeitpunkt der Inspektion	[m ² /s]
$D_{RCM}(t_{insp})$	Migrationskoeffizient zum Zeitpunkt der Inspektion entsprechend des Modells, siehe Gleichungen (6-10)	[m ² /s]

Der Migrationskoeffizient zum Zeitpunkt der Inspektion $D_{RCM,insp}(t_{insp})$ wird also mit dem Chloridmigrationskoeffizient $D_{RCM}(t_{insp})$ gemäß Modell verglichen. Im Weiteren wird der Informationsgewinn an einem realen Bauwerk, welches bereits in Kapitel 7 als Beispiel für eine Prognose diente, aufgezeigt:

Im vorliegenden Beispiel wurde der Migrationskoeffizient erst in einem verhältnismäßig hohen Alter von 33 a gemessen. Dabei ergab sich für $D_{RCM,insp}(t_{insp} = 33a)$ unter Berücksichtigung des Testmethodenfaktors zur Abminderung für den Effekt der Dispersion während des Versuchs ($k_t = 0,67$ bei $w/z = 0,44$), siehe Kapitel 6.3.3, eine Verteilung von Log-N($\mu = 7,3 \cdot 0,67 = 4,9$; $\sigma = \mu \cdot 0,16$) [10^{-12} m²/s], siehe auch Tabelle 4-2. Gemäß Modell ergibt sich ein geringfügig kleinerer Erwartungswert des Migrationskoeffizienten von $D_{RCM}(t_{insp}) = 4,3$ [10^{-12} m²/s]. Die geringen Abweichungen vom Modell sind vermutlich größtenteils über die große Streuung von Ergebnissen mit Zementen unterschiedlicher Werke

zu erklären, vgl. auch Bild 4-11. Eine systematische Abweichung des w/z -Wertes von den zur Verfügung gestandenen Bauwerksunterlagen ist allerdings ebenso möglich.

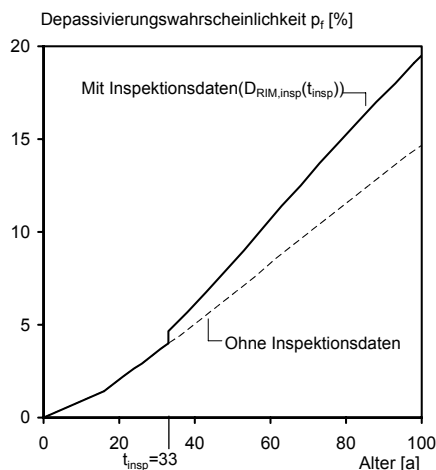


Bild 8-1:

Prognose ohne Zusatzinformationen aus Inspektionen gemäß den Eingangsgrößen des Beispiels in Tabelle 7-1 und Prognose mit Abgleich nach Bayes (mit Inspektionsdaten) über den tatsächlich gemessenen Migrationskoeffizienten $D_{RIM, insp}(t_{insp})$ mit $\text{Log-N}(\mu = 4,9; \sigma = \mu \cdot 0,16)$ [$10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$]

Trotz der Reduktion der Streuung im Modell ergibt sich durch den im Mittel etwas höher als erwartet liegenden Messwert für den Migrationskoeffizienten $D_{RIM, insp}(t_{insp} = 33\text{a})$ eine merkliche Steigerung für die Depassivierungswahrscheinlichkeit in Bild 8-1.

Insgesamt veranschaulicht das Beispiel den deutlichen Informationsgewinn, der durch die Messung des Migrationskoeffizienten von Bauwerksproben mit Migrationsversuchen zu erzielen ist. Dieser Informationsgewinn kann und sollte in einem jungen Bauwerksalter (wenn keine hydratationsbedingte Veränderung mehr zu erwarten ist) realisiert werden.

8.1.4 Informationsgewinn durch Chloridprofile

Die Basisvariablen (c_s , c_i , $v(t)$, $D_L(t)$) im Modell können durch Anpassung von Chloridprofilen an Gleichung (2-30) durch Regression bestimmt werden. Dies ist aber nur dann möglich, wenn ein Chloridprofil aus ausreichend vielen, d. h. mindestens vier, Stützpunkten besteht, siehe Kapitel 3.2.2. Nachteilig an diesem Vorgehen sind die damit verbundenen hohen Analysekosten. Eine wesentlich kostengünstigere Möglichkeit besteht darin, einzelne gemessene Chloridkonzentrationen $c_i(x_i, t_{insp})$ direkt als Gleichheitsbedingung neben Gleichung (2-20) in die Berechnung zur Depassivierungswahrscheinlichkeit aufzunehmen. Die entsprechenden Grenzzustandsgleichungen lauten:

$$U\{c_{insp}(x_i, t_{insp}) - c(x_i, t_{insp}) = 0\} \quad (8-2)$$

U	Untersuchungsergebnis	
$c_{insp}(x_i, t_{insp})$	Gemessene Chloridkonzentration in der Tiefe x_i zum Inspektionszeitpunkt t_{insp}	[M.-% Z]
$c(x_i, t_{insp})$	Chloridkonzentration entsprechend des Modells nach Gleichung (2-30) und der entsprechenden Quantifizierung in Kapitel 5 und 6 zum Inspektionszeitpunkt t_{insp}	[M.-% Z]

Vorteil dieses Vorgehens ist, dass auf diese Weise der heute existierende Datenbestand optimal ausgenutzt werden kann. Denn derzeit liegen bei Verwaltungen hauptsächlich Chloridprofile mit 3 Stützstellen (üblicherweise in den Tiefen 10, 30 und 50 mm) vor, siehe Kapitel 3.2.6. Diese können zu einem Fitting der Modellvariablen nicht herangezogen werden, wohl aber für einen Abgleich nach Bayes entsprechend des hier verfolgten Vorgehens.

Ein Grundgedanke der Bayes Statistik ist, dass Messwerte als unsicher betrachtet werden und deshalb die ebenso unsicheren Vorinformationen (also die im Rahmen dieser Arbeit bereitgestellten Eingangsdaten für die Modellvariablen) ergänzen aber nicht ersetzen sollen. Die gemessenen Chloridkonzentrationen müssen also immer mit einer Unsicherheit (Streuung) behaftet angesetzt werden. Zum geometrischen Verständnis dieses Sachverhaltes wird auf Bild 2-13 und Bild 2-14 verwiesen: Für einen Abgleich nach Bayes muss die Schnittmenge der Verteilungen einer Modellvariablen aus Vorin-

formationen und der Verteilung entsprechend der Messung gebildet werden. Würden die Messergebnisse ohne Streuung angesetzt werden, dann würden sie statistisch als sicher betrachtet werden. Die Schnittmenge entspräche dann den Messergebnissen. Die Vorinformation aus dem Modell würde also nicht mehr genutzt werden. Aus diesem Grund sollten für einen Abgleich nach Bayes immer mehrere Chloridprofile bestimmt werden. Ist nur ein einziges Chloridprofil bekannt, so müssen wenigstens Streuungen auf Grund der chemischen Analysetechnik angesetzt werden. Ringversuche [150, 151] belegen, dass für Konzentrationen (bestimmt über Titration) oberhalb von 0,8 M.-% Z mit Abweichungen von rd. $\pm 10\%$ zu rechnen ist. Mit sinkender Chloridkonzentration nimmt die Analysegenauigkeit zu, wodurch im Größenbereich des Erwartungswerts für den kritischen Chloridgehalt Abweichungen von rd. $\pm 25\%$ auftreten können.

Bild 8-2 zeigt für das reale Beispiel aus Kapitel 7, welchen Effekt ein Chloridprofil im Extremfall auf die Prognose ausüben kann, wenn dieses als Randbedingung in die Prognose einfließt. Die Inspektion, ergab sowohl eine höhere Oberflächenbelastung, als auch einen wesentlich schnelleren Chlorideintrag, als dies durch das Modell im Mittel vorausgesagt wird, siehe Bild 7-1. Dieses reale Extrembeispiel für mögliche Fehlprognosen wurde gewählt, um die Notwendigkeit für einen frühzeitigen Abgleich nach Bayes mit Inspektionsdaten vor Augen zu führen. Werden Chloridprofile zu unterschiedlichen Zeitpunkten gewonnen, so kann die Prognose schrittweise zugescharft werden. Im vorliegenden Fall fanden an dem Bauwerk Chloridprofilbestimmungen im Alter von 24 und 33 Jahren statt, siehe auch Bild 4-23. Durch die zweite Inspektion wurde im Beispiel nur noch ein geringer zusätzlicher Informationsgewinn erzielt, so dass mit einem einzigen Chloridprofil sich bereits eine erhebliche Modellschärfung ergab.

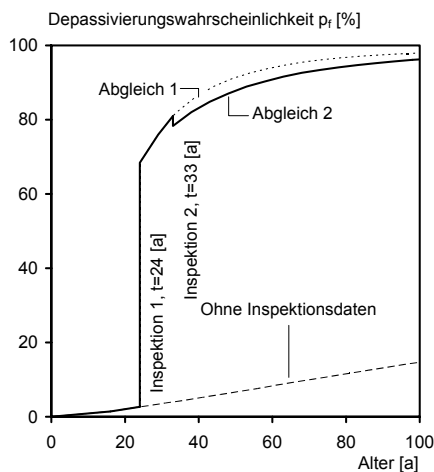


Bild 8-2:

Prognose ohne Inspektionsdaten gemäß den Eingangsgrößen des Beispiels in Tabelle 7-1 und Prognose mit Abgleich nach Bayes unter Verwendung von tatsächlich gemessener Chloridkonzentrationen entsprechend Bild 4-23 im Alter von 24 und 33 a

Es folgt der Schluss, dass ein Abgleich nach Bayes über Chloridprofile möglichst frühzeitig vorgenommen werden sollte.

8.1.5 Informationsgewinn durch Korrosionssensoren

Wie im vorangegangenen Kapitel gezeigt, können durch Chloridprofile Unsicherheiten im Modell zum Chlorideintrag auf effektive Weise reduziert werden. Für das Gesamtmodell verbleibt allerdings die Unsicherheit auf der Seite des kritischen, korrosionsauslösenden Chloridgehaltes c_{crit} . Denn für c_{crit} wird vereinfachend von einer stochastisch unabhängigen Verteilung ausgegangen. Tatsächlich hängt der kritische Chloridgehalt aber von einer Vielzahl an Einflüssen ab: a) der Grenzschicht Stahl/Beton, insbesondere der Häufigkeit von hier auftretenden Luftporen [152], der Rauigkeit der Stahloberfläche [153] und dem Vorrostungsgrad [154], b) der Stahlzusammensetzung [153], c) dem Sauerstoffgehalt

in der Porenflüssigkeit [155] und damit indirekt von externen Faktoren wie dem Wassersättigungsgrad [156, 157] und der Temperatur [158], d) der Güte der Betondeckung (indirekte Einflussnahme über Gehalt an Sauerstoff bzw. Menge an Porenflüssigkeit in Stahlnähe) und hier vor allem von der Dicke [156, 159] und weniger von der Zusammensetzung des Deckungsbetons (C_3A [160]; Gehalt an Flugasche [99, 161], Hüttensand [99, 156] oder Silikastaub [99, 162]; w/b-Wert [99, 156]; Zementgehalt [154]).

Diese Unsicherheiten können minimiert werden, indem die Signale von Korrosionssensoren [91, 92] in das Modell implementiert werden. Das Signal zum Zeitpunkt der Depassivierung ergibt sich durch einen stark ansteigenden Korrosionsstrom zwischen einem Bewehrungsstab (Anode) auf einer bestimmten Tiefe und einem Edelstahlstab, der als Kathode fungiert, Bild 8-3.

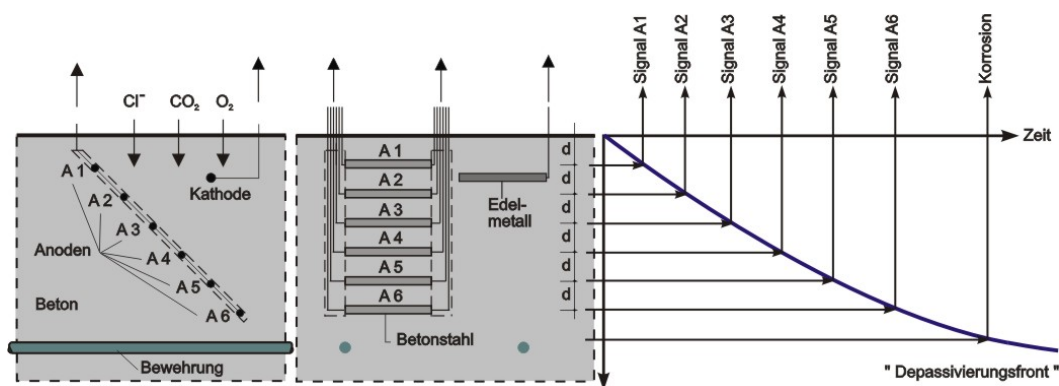


Bild 8-3: Anordnung und Messprinzip von Korrosionssensoren (einbetonierte Anodenleiter), Schießl & Raupach [91, 92]

Da ein Sensorsignal bedeutet, dass in der Sensortiefe der kritische Chloridgehalt überstiegen wurde, kann diese Information jeweils durch folgende zusätzliche Grenzzustandsgleichung indirekt eingeführt werden:

$$U\{c_{\text{crit}} - c(x_i, t_{\text{Dep}}) \leq 0\} \quad (8-3)$$

U	Untersuchungsergebnis	
c_{crit}	Kritischer Chloridgehalt	[M.-% Z]
$c(x_i, t_{\text{Dep}})$	Chloridkonzentration in der Tiefe des Sensor x_i zum Zeitpunkt des Sensorsignals (Depassivierung) t_{Dep}	[M.-% Z]

Zu Demonstrationszwecken wurde auch hier wieder das gemessene, extrem von der Prognose abweichende Chloridprofil zum Beispielbauwerk als Grundlage genommen, siehe Bild 7-1. Die Anoden unterschiedlicher Tiefenlage (von 5 bis 55 im Abstand von 10 mm) eines Korrosionssensors wurde zu dem Zeitpunkt als aktiv betrachtet, wenn ein mittlerer kritischer Chloridgehalt von $c_{\text{crit}} = 0,48$ M.-% Z überschritten wurde. Auch der Zeitpunkt der Korrosionsaktivität muss für jede Tiefenlage als streuende Größe Eingang finden. In der Praxis bedeutet dies, dass mehrere Sensoren auf gleicher Tiefenlage an unterschiedlichen Orten eingebaut werden müssen. Hier wurde auf Grund des Mangels an Daten vereinfachend von einem Variationskoeffizienten von 10 % und einer Log-Normalverteilung für den Zeitpunkt eines Signals zur Korrosionsaktivität ausgegangen. Zu jedem Zeitpunkt eines Signals wurde eine zusätzliche Randbedingung in die Berechnung eingeführt, Bild 8-4. Der Nachteil von Korrosionssensoren gegenüber Chloridprofilen ist, dass Korrosionssensoren erst nach Überschreiten des kriti-

schen Chloridgehaltes in der jeweiligen Tiefe aktiviert werden, während in darüber hinaus liegenden Tiefen zu diesem Zeitpunkt noch kein Informationsgewinn erzielt werden kann.

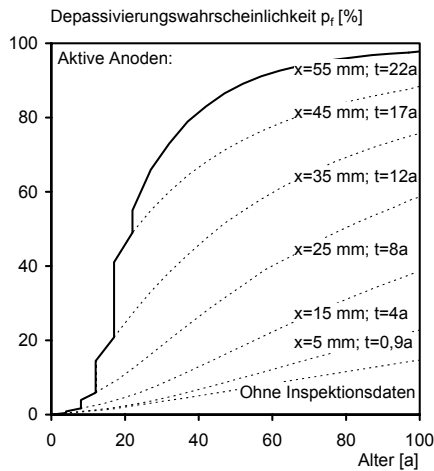


Bild 8-4:

Prognose gemäß den Eingangsgrößen in Tabelle 7-1 ohne und mit Abgleich nach Bayes unter Verwendung der Signale zum Depassivierungszeitpunkt t_{dep} [a] von Korrosionssensoren in unterschiedlicher Tiefenlage x [mm]

Optimal ist daher die Kombination von Chloridprofilen und Signalen von Korrosionssensoren mit dem hier bereitgestellten Modell, wodurch zu einem frühen Zeitpunkt zusätzliche Informationen zum Chlorideintrag und zum kritischen Chloridgehalt zugänglich werden.

8.2 Integration des Modells in ein System zum Lebenszyklusmanagement

8.2.1 Definition von Zuständen

Ein essentieller Schritt im Rahmen des Lebenszyklusmanagement besteht in der Festlegung von Zuständen in denen sich ein Bauteil befinden kann. Es ist international üblich, Zustände einer Notenskala zuzuordnen (sog. „rating“). Hierfür existieren weltweit eine Vielzahl an Bewertungssystemen in aller Regel mit einer Notenzuordnung von 0 bis 4, Lay [163]. Allerdings sind die wenigsten Bewertungssysteme auf eine Prognose abgestimmt, sondern dienen vielmehr der gemeinsamen Bewertung unterschiedlicher Schädigungsprozesse, also einer Standardisierung. Vor allem aber werden immer Zustände zu einer frühen Stufe der Schädigung vernachlässigt, obgleich gerade in der Früherkennung die Möglichkeit einer kosteneffektiven Instandhaltungsplanung liegt. Hauptursache hierfür ist, dass vor allem visuelle Zustandsindikatoren (Rostfahnen, Risse, Abplatzungen, etc.) zur Bewertung herangezogen werden.

Auch wenn sich diese Arbeit vornehmlich auf den Zustand der Depassivierung konzentriert, so muss dieser Zustand im Gesamtkontext der Bewehrungskorrosion betrachtet werden. In diesem Sinne wird der Vorgang der tausalzinduzierten Bewehrungskorrosion zunächst in Stufen unterteilt. Dabei werden folgende Anforderungen an Zustandsdefinitionen gestellt:

- Eindeutigkeit: Klare Kriterien zur Abgrenzung von Stufen mehrstufiger Schädigungsprozesse.
- Nachweisbarkeit: Zustände sind an definierte Untersuchungsmethoden gekoppelt.
- Zustandsbezug: Ein Zustand beschreibt ausschließlich die Stufe (z. B. depassivierte Bewehrung) nicht das Ausmaß (z. B. Flächenanteil) oder die zukünftige Entwicklung einer Schädigung.
- Instandsetzungsbezug: Die Gesamtanzahl an Stufen, in die ein Schädigungsprozess unterteilt werden sollte, ergibt sich aus der Anzahl dazu korrespondierender, unterschiedlicher Instandsetzungsalternativen mit entsprechenden Einheitskosten (z. B. Euro/m² Betonersatz).
- Ortsbezug: Der Zustand bezieht sich zunächst allein auf eine Teileinheit der betrachteten Fläche auf der kein anderer Zustand feststellbar ist. Unter Betrachtung des praktischen Vorgehens bei der Instandsetzung können allerdings Flächen unterschiedlichen Zustands der höchsten (schlechtesten) Zustandsstufe zugeordnet werden.

Auf Basis der obigen Anforderungen werden Zustände mit korrespondierenden Noten von 0 bis 6 vorgeschlagen, die durch Untersuchungsverfahren nach Bild 8-5 voneinander zu differenzieren sind:

0 – Geschützt:

Der Beton ist seit Bauwerkserstellung gegen eindringende Medien durch aufgebraute Beschichtungen oder Verkleidungen geschützt. Sonst liegt automatisch ein Zustand ≥ 1 vor.

1 – Exponiert:

Der Beton weist keine schützenden Schichten auf. Der Eintrag von Chlorid hat aber erst in einem Maß stattgefunden, wodurch bei sofortiger Beschichtung die Überschreitung eines kritischen Gehaltes an der Bewehrung unterbunden werden kann.

2 – Schadanfällig:

Derzeit ist noch keine Depassivierung aufgetreten. Instandsetzungsmaßnahmen, die darauf abzielen, den weiteren Eintrag von Chlorid zu vermeiden (Beschichtung), können eine Depassivierung der Bewehrung allerdings nur noch herauszögern, aber in der Zukunft nicht mehr verhindern.

3 – Angegriffen:

Die Depassivierung der Bewehrung ist erfolgt, aber Indikatoren für stattfindende Korrosion sind visuell (z. B. durch Risse oder Rostfahnen) an der Betonoberfläche noch nicht erkennbar. Als Maßnahmen verbleiben Betonersatz oder kathodischer Schutz.

4 – Geschädigt:

Ein bei naher Betrachtung visuell erkennbares Schadensstadium ist erreicht. D. h. feine Risse, ggf. Rostfahnen aber keine Hohlstellen oder Abplatzungen sind auf der betreffenden Stelle aufgetreten. Es bestehen neben dem Entfernen und der Erneuerung der Betondeckung noch weitere Alternativen zur Instandsetzung (z. B. kathodischer Schutz).

5 – Stark geschädigt:

Klar visuell erkennbare Schädigung, in Form von Rissbildung, Hohlstellen, Rostfahnenbildung und lokaler Abplatzung. Die Standsicherheit ist nicht gefährdet. Eine Betrachtung des Risikos für die Öffentlichkeit ist notwendig, um ggf. eine eingeschränkte Nutzung für einen zu begrenzenden Zeitraum festzulegen. Umfangreicher Betonersatz sind die einzig verbleibenden Möglichkeiten zur Instandsetzung. Die Bewehrung muss ggf. ergänzt werden, um das angestrebte Sicherheitsniveau wieder herzustellen.

6 – Sicherheit gefährdet:

Schäden haben zu einem bedenklichen Verlust der Tragfähigkeit geführt.

Bild 8-5 ordnet alle während der Lebensdauer notwendigen bzw. anwendbaren Untersuchungen den entsprechenden Grenzzuständen zu. Im Rahmen der Abnahme sollten alle Prüfungen durchgeführt werden, die bereits vor einer möglichen „Antwort des Bauwerks“ auf eine Chloridbelastung zu einer Zuschärfung des Modells führen. Dies sind die Messung des Chloridmigrationskoeffizienten (RCM) an Probekörpern, die während der Betonage hergestellt wurden, sowie die Messung der Betondeckung. Während der Nutzungsdauer sind prinzipiell nicht zerstörende bzw. zerstörungsarme Untersuchungen

zu bevorzugen. Ist eine Beschichtung vorhanden, muss diese zumindest visuell begutachtet werden. Ist eine solche nicht vorhanden bzw. defekt, kann neben der Bestimmung von Chloridprofilen auch der Chloridmigrationskoeffizient gemessen werden, um einen zielsicheren Schätzwert für den Endwert $D_{RCM,t=\infty}$ (nach Hydratationsende) für Prognosezwecke zu erhalten.

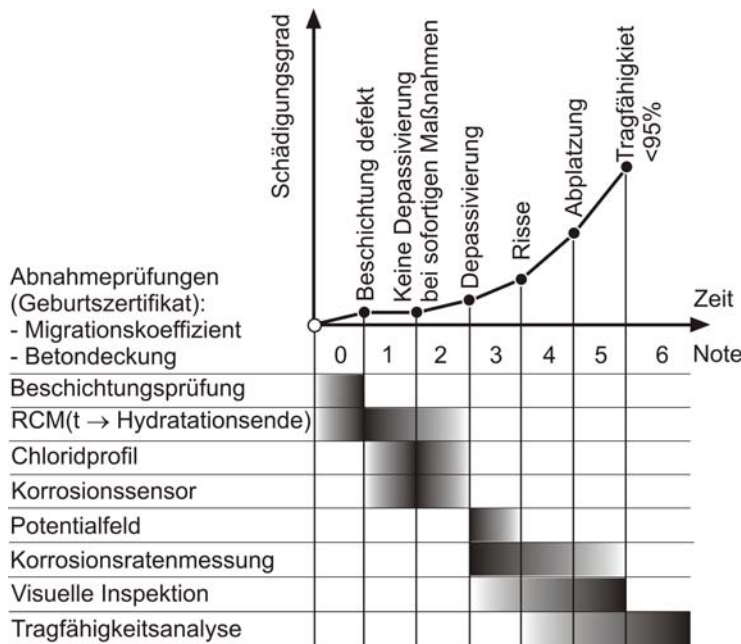


Bild 8-5: Definition von Grenzzuständen, Zuordnung von Bewertungsnoten und optimaler Zeitpunkt zur Anwendung von Untersuchungsmethoden (schwarz schraffiert)

Bei der Zuordnung zum hier im Vordergrund stehenden Zustand „3 - Depassivierung“ ist zu berücksichtigen, dass die Bewertung auf Basis von nicht zerstörenden Untersuchungsmethoden (Potentialfeld-, Korrosionsratenmessung) immer einer gewissen Irrtumswahrscheinlichkeit unterliegt.

Deshalb ist es angebracht, mehrere Untersuchungsmethoden bzw. Auswertungskriterien zu kombinieren, um zu einer zielsicheren Einstufung des Zustandes zu gelangen. Dieses Vorgehen entspricht dem bereits heute üblichen Vorgehen des beratenden Ingenieurs. Allerdings ist die heutige Vorgehensweise i. d. R. deterministischer Natur.

Derzeit wird durch gemeinsame Betrachtung unterschiedlicher Informationen (z. B. flächendeckende Potentialfeldmessungen kombiniert mit lokaler Bewehrungs Sondierung und Bestimmung von Chloridprofilen) entschieden, ob an einer betreffenden Stelle Depassivierung vorliegt, oder nicht. Die Frage muss aber lauten: Mit welcher Wahrscheinlichkeit liegt an einer Stelle am Bauwerk Depassivierung zum Zeitpunkt t vor? Eine erste Antwort auf diese Frage kann das im Rahmen dieser Arbeit bereitgestellte Modell zum Chlorideintrag liefern, wie im Beispiel in Kapitel 7 gezeigt wird. Das Modell ist aber mit Unsicherheiten behaftet. Das gleiche gilt alleingegenommen für die Zuordnung von Grenzzuständen durch Bauwerksuntersuchungen entsprechend Bild 8-5. Durch die Kombination des hier aufgestellten Modells mit Ergebnissen aus Untersuchungen können alle zur Verfügung stehenden Informationen (Modellprognose + Untersuchungsergebnisse) entsprechend der Idee des Abgleichs nach Bayes ausgenutzt werden, um die beste quantitative Schätzung der Wahrscheinlichkeit für Depassivierung an einer Bauteilstelle abgeben zu können, wie in Kapitel 8.1 demonstriert.

8.2.2 Die Markov Kette als Bindeglied

Die Markov Kette (Andrei A. Markov, 1856-1922, russischer Statistiker) ist ein einfacher Rechenalgorithmus, der besonders für das Lebenszyklusmanagement von Bauwerken geeignet ist. Der Zustand eines einzelnen Bauteils, einem Bauwerk bis hin zu Gruppen von Bauwerken (d. h. auf Bauteil-, Bau-

werks- und Netzwerkebene) wird in Form von diskreten Noten (0, 1, ..., n) beschrieben. Die Vorzüge der Markov Kette sind wie folgt:

- ❑ Die Wahrscheinlichkeit für das Überschreiten verschiedener Zustände infolge von Schädigungsprozessen, kann auch für solche Schädigungsprozesse berechnet werden, die nicht oder nur unzureichend mit einem analytischen Modell beschrieben werden können. Alles was zur Modellierung notwendig ist, sind Beobachtungen zur Häufigkeit bestimmter Zustände über die Zeit. Es reicht also aus Daten darüber vorliegen zu haben wann ein bestimmter Zustand eintrat, auch wenn der Schädigungsprozess nicht vollständig verstanden oder durch analytische Formeln zu beschreiben ist (z. B. Beschichtungsalterung, Frostschädigung, etc.). Die Markov Kette kann dann mit diesen Beobachtungen kalibriert werden. Liegt dagegen ein analytisches Modell mit entsprechend quantifizierten Modellvariablen vor, wie es durch die vorliegende Arbeit für den Chlorideintrag bereitgestellt wird, dann kann die Markov Kette mit diesem Modell kalibriert werden, wie noch in Kapitel 8.2.2.2 gezeigt wird.
- ❑ Die Berechnung von Zustandswahrscheinlichkeiten ist über die Zeit geschlossen mit einfachen Tabellenkalkulationsprogrammen möglich. Ist die Markov Kette einmal kalibriert, kann der Anwender folglich auch ohne spezifische Software für voll-probabilistische Berechnungen die Wahrscheinlichkeit des Überschreitens bestimmter Zustände berechnen.
- ❑ Instandsetzungsmaßnahmen und die damit zu realisierenden Instandsetzungskosten können bei Überschreiten einer festgelegten Grenzwahrscheinlichkeit automatisch im notwendigen Umfang geplant und somit in Summe prognostiziert werden.
- ❑ Die Markov Kette besteht aus einem System linearer Gleichungen, was eine einfache Optimierung zulässt.

8.2.2.1 Theorie zur Markov Kette

Bild 8-6 zeigt beispielhaft ein Ergebnis von Berechnungen über die Markov Kette für jeden Zustand 0 bis 6 nach den Definitionen in Kapitel 8.2.1.

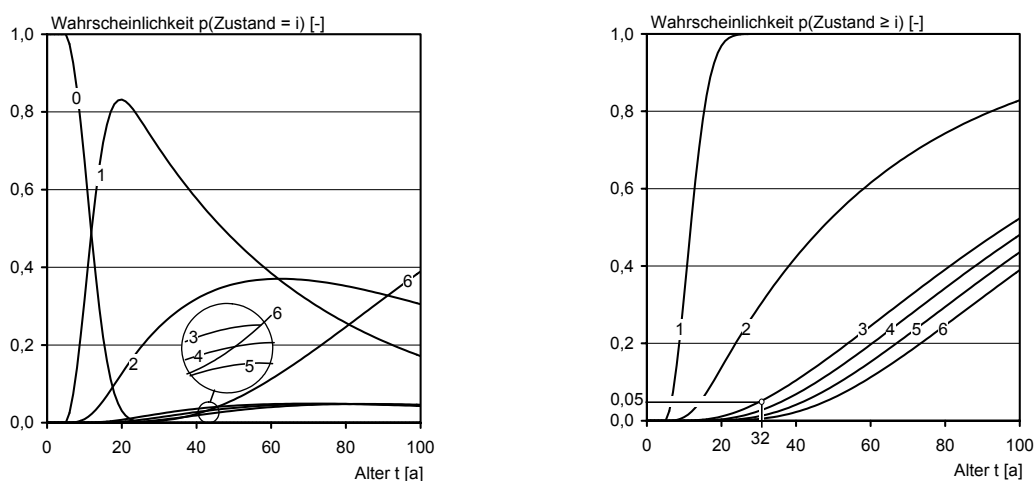


Bild 8-6: Wahrscheinlichkeit, dass Zustand i vorliegt (Verteilungsdichte des Zustands i , links) bzw. der Zustand i erreicht oder überschritten wurde (Verteilungsfunktion des Zustands i , rechts) entsprechend Tabelle 8-1 für den Fall ohne Instandsetzung

Links ist die Wahrscheinlichkeit dafür dargestellt, dass ein bestimmter Zustand i vorliegt, also die Verteilungsdichte des Zustandes. Die Verteilungsdichte des perfekten Zustands $i = 0$ kann nur abnehmen, die des schlechtesten Zustand $i = 6$ nur steigen. Alle anderen Verteilungsdichten weisen ein Maximum im Alter $t \neq 0$ auf. Die Wahrscheinlichkeit, dass ein bestimmter Zustand i erreicht oder überschritten ist, ergibt sich aus der Summe der Verteilungsdichten aller Zustände $\geq i$. Dies ist die Verteilungsfunktion des Zustands i Bild 8-6-rechts. Der Weg zu diesem Ergebnis ist wie folgt: Eine Markov Kette setzt sich zusammen aus der Schädigungsmatrix und dem Zustandsvektor Q , Tabelle 8-1.

Tabelle 8-1: Beispiel für Markov Kette mit zeitabhängiger Übergangswahrscheinlichkeit $p_{01}(t)$, siehe Gleichung (8-4). Instandsetzung erfolgt automatisch wenn die Wahrscheinlichkeit $p(\text{Zustand} \geq 3) \geq 0,05$ [-] ist.

		Schädigungsmatrix						
Zustand		0	1	2	3	4	5	6
0		$1-p_{01}(t)$	$p_{01}(t)$	0	0	0	0	0
1		0	0,98	0,02	0	0	0	0
2		0	0	0,98	0,02	0	0	0
3		0	0	0	0,85	0,15	0	0
4		0	0	0	0	0,85	0,15	0
5		0	0	0	0	0	0,85	0,15
6		0	0	0	0	0	0	1

		Instandsetzungsmatrix						
Zustand		0	1	2	3	4	5	6
0		1	0	0	0	0	0	0
1		1	0	0	0	0	0	0
2		1	0	0	0	0	0	0
3		1	0	0	0	0	0	0
4		1	0	0	0	0	0	0
5		1	0	0	0	0	0	0
6		1	0	0	0	0	0	0

		Zustandsvektoren $Q(t)$ in den Zeilen, Verteilungsdichten in den Spalten							
Ereignis		Jahr	0	1	2	3	4	5	6
		0	1	0	0	0	0	0	0
		1	1	0	0	0	0	0	0
	
		5	1	0	0	0	0	0	0
		6	0,975	0,025	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
		7	0,926	0,073	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000
	
		31	0,000	0,692	0,255	0,024	0,015	0,008	0,006
		32	1	0	0	0	0	0	0
	

Der Zustandsvektor Q drückt aus, welcher Anteil an Fläche eines Bauteils oder Bauwerks bzw. an Bauwerken einer Gruppe sich zum betrachteten Zeitpunkt in einem bestimmten Zustand befindet. Die Wahrscheinlichkeit des Übergangs vom Zustand m nach n während einer Zeiteinheit, hier 1 Jahr, wird durch die einzelnen Wahrscheinlichkeiten p_{mn} in den Zellen der Schädigungsmatrix ausgedrückt, Tabelle 8-1. Für die Schädigung als auch die Instandsetzung, welche eine Verbesserung des Zustands bewirkt, müssen getrennte Übergangsmatrizen aufgestellt werden. Den Zustandsvektor $Q(t)$ erhält man durch t -malige Multiplikation der Übergangsmatrix mit dem Zustandsvektor des jeweils vorangegangenen Jahres. In solchen Jahren, in denen Instandsetzung vorgesehen ist, wird hierzu die Instandsetzungsmatrix benutzt, in allen anderen Jahren die Schädigungsmatrix. Trägt man die Spalten unterhalb des Skalenvektors über die Zeit auf, ergibt sich der Anteil an Fläche oder Bauwerken, also die Wahrscheinlichkeit p dafür, dass ein bestimmter Zustand i vorliegt. Dies ist die Verteilungsdichte des Zustands i , wie bereits in Bild 8-6 links gezeigt. Wird ein bestimmter Zustand i als Grenzzu-

stand für die sofortige Durchführung von Instandsetzung betrachtet, dann ergibt sich aus der zugehörigen Verteilungsfunktion bei einer zu definierenden Wahrscheinlichkeit $p(\text{Zustand} \geq i)$ automatisch der Zeitpunkt für Instandsetzung und den dann fällig werdenden Kosten. Im Beispiel, Tabelle 8-1 und Bild 8-6, wurde im Sinne eines vorausplanenden Managements als Kriterium für Instandsetzung das Erreichen des Grenzzustands der Depassivierung (Zustand ≥ 3) mit einer Wahrscheinlichkeit von 5 % gewählt.

In der klassischen Markov Kette sind die Übergangswahrscheinlichkeiten konstante Zahlenwerte. Für eine Beschichtung impliziert dies, dass im Modell eine partielle Unwirksamkeit der Beschichtung sofort nach Exposition einsetzt, Chloride also vom ersten Tag an lokal in den Beton eindringen. Eine zutreffendere Beschreibung der Realität lässt sich dadurch erzielen, indem über eine zeitabhängige Übergangswahrscheinlichkeit $p_{01}(t)$ in der Schädigungsmatrix eingesetzt wird, die eine „Inkubationszeit“ und eine mit der Zeit sich ändernde Übergangswahrscheinlichkeit für die Beschichtung vorsieht. Im Beispiel nach Bild 8-6-rechts und Tabelle 8-1 wurde ein folgender Funktionsaufbau vorgesehen:

$$\begin{aligned}
 t \leq t_{\text{Ink}} &\rightarrow p_{01} = 0 \\
 t > t_{\text{Ink}} &\rightarrow p_{01} = k \cdot (t - t_{\text{Ink}}) \leq 1
 \end{aligned}
 \tag{8-4}$$

t	Bauwerksalter	[a]
t_{Ink}	Inkubationszeit für eine Schädigung (im Beispiel nach Tabelle 8-1: $t_{\text{Ink}} = 5$)	[a]
p_{01}	Wahrscheinlichkeit für Übergang vom Zustand 0 (intakte Beschichtung) zum Zustand 1 (defekte Beschichtung)	[-]
k	Schädigungsrate (im Beispiel nach Tabelle 8-1: $k = 0,025$)	[1/a]

In Tabelle 8-1 sind alle Elemente der Schädigungsmatrix unterhalb der Diagonalen gleich 0. Dies muss so sein, weil ohne Instandsetzung keine Verbesserung des Zustandes möglich ist. Ferner muss die Summe aller Elemente in einer Zeile gleich 1 sein. Das Element in der unteren, rechten Ecke muss ebenfalls gleich 1 sein, da der schlechteste Zustand naturgemäß niemals übertroffen werden kann.

Für eine perfekte Instandsetzung (inkl. Aufbringung einer Beschichtung) sind alle Elemente der Instandsetzungsmatrix in der ersten Spalte gleich $p_{i0} = 1$, d. h. alle Flächenanteile oder Bauwerke werden in den Zustand 0 zurückversetzt, Tabelle 8-1. Findet eine Instandsetzung mit Neubeschichtung statt, dann muss das Alter der Beschichtung in Gleichung (8-4) ebenfalls zu Null gesetzt werden (Bauwerksalter \neq Beschichtungsalter).

Bei den hier definierten Zuständen, kann angenommen werden, dass während eines Jahres eine betrachtete Einheit im gleichen Zustand verbleibt oder in den nächst höheren Zustand übergeht, aber Sprünge über mehrere Zustände ausgeschlossen werden können. Es sind also nur die Übergangswahrscheinlichkeiten p_{mn} vorzugeben. Die Verweilwahrscheinlichkeiten p_{mm} auf der Diagonalen der Schädigungsmatrix, siehe Tabelle 8-1, ergeben sich automatisch zu $p_{mm} = (1 - p_{mn})$.

8.2.2.2 Kalibrierung der Markov Kette

Das praktische Problem bei der Anwendung der Markov Kette besteht darin, die Übergangswahrscheinlichkeiten in der Schädigungs- und Reparaturmatrix festzulegen. Im Rahmen dieser Arbeit wird nur auf die Kalibrierung der Schädigungsmatrix eingegangen. Hinsichtlich des Aufstellens von Repa-

raturmatrizen für unterschiedliche Instandsetzungsvarianten (Betonersatz, Beschichten, kathodischer Schutz, etc.) wird auf die Arbeit von Vesikari im Rahmen des Projektes LIFECON verwiesen [164].

Grundsätzlich können die unbekanntenen Übergangswahrscheinlichkeiten p_{mn} durch die Minimierung des Fehlerquadrats zwischen den Verteilungsfunktionen aus Daten und den Verteilungsfunktionen aus der Markov Kette angepasst werden. Hier soll gezeigt werden, wie das erarbeitete Modell für Bewehrungsdepassivierung zur Kalibrierung der Markov Kette genutzt werden kann.

Zunächst sind die Versagenswahrscheinlichkeiten für die jeweiligen Zustände analog zur Vorgehensweise für das Fallbeispiel nach Kapitel 7 zu berechnen. Hierzu sind entsprechende Grenzzustandsgleichungen in das Berechnungsprogramm [90] einzugeben, die im Folgenden näher erläutert werden. Zustände, die über die Depassivierung hinausgehen werden hier nicht näher betrachtet. Auch wenn ein Bauteil eine Beschichtung aufweist, kann das hier aufgestellte Modell zur Kalibrierung der Markov Kette verwendet werden, wie im Folgenden gezeigt werden soll. Hierzu ist zunächst für jeden Zustand die Verteilungsfunktion zu bestimmen.

Verteilungsfunktion für Zustand 1 (defekte Beschichtung):

Die Verteilungsfunktion für Zustand 1 entspricht der Verteilung für die Beschichtungslebensdauer $T_{\text{Beschichtung}}$. Zur Berücksichtigung einer „Inkubationszeit“ bis zur ersten Schädigung der Beschichtung kann eine „shifted Lognormalverteilungsfunktion“ [90], also eine um $\tau > 0$ Jahre verschobene Lognormalverteilungsfunktion angesetzt werden. Die zugehörige Grenzzustandsgleichung lautet:

$$F\{T_{\text{Beschichtung}} - t \leq 0\} \quad (8-5)$$

F	Versagensereignis (failure event)	
$T_{\text{Beschichtung}}$	Beschichtungslebensdauer	[a]
t	Bauwerksalter	[a]

Verteilungsfunktion für Zustand 2 (Depassivierung tritt trotz sofortiger Beschichtung in Zukunft ein):

Zunächst muss der zusätzliche Schutz durch eine Beschichtung in das Modell zum Chlorideintrag, siehe Kapitel 7, eingeführt werden. Dies geschieht dadurch, dass nur die Expositionsdauer, d. h. die Differenz des Bauwerksalters t und der Lebensdauer der Beschichtung $T_{\text{Beschichtung}}$, an Stelle des Bauwerksalters t in Gleichung (2-30) eingeführt wird:

$$t_{\text{Exp}} = (t - T_{\text{Beschichtung}}) \quad (8-6)$$

t_{Exp}	Dauer der Exposition der Betonoberfläche gegenüber Chloriden	
		[a]

Zustand 2 ist dann erreicht, wenn nach Versagen der Beschichtung gerade soviel Chlorid in die Betondeckung eingedrungen ist, dass selbst bei sofortiger, erneuter Beschichtung eine Umverteilung des bereits eingedrungenen Chlorids zu einem späteren Zeitpunkt zur Depassivierung führen wird. Hier wird Zustand 2 vereinfachend als erreicht betrachtet, wenn der integrale Mittelwert des Chloridgehaltes in der Betondeckung den kritischen Chloridgehalt überschreitet. Um dieses Kriterium mit dem Modell umzusetzen, muss der Chloridgehalt nach Gleichung (2-30) über die Betondeckung integriert und durch diese geteilt werden. Die zum Zustand 2 zugehörige Grenzzustandsgleichung lautet:

$$F \left\{ c_{\text{crit}} - \frac{\int_{x=0}^{x=d_c} c(x,t)}{d_c} \leq 0 \right\} \quad (8-7)$$

F	Versagensereignis („failure event“)	
c_{crit}	Kritischer Chloridgehalt	[M.-% Z]
x	Abstand von Betonoberfläche	[mm]
d_c	Betondeckung	[mm]
$c(x,t)$	Chloridgehalt in Tiefe x zum Zeitpunkt t nach Gleichung (2-30)	[M.-% Z]

Die numerische Integration der Verteilung für die Konzentration $c(x,t)$ über die Betondeckung ist über das hier verwendeten Programmpaket STRUREL [90] möglich.

Verteilungsfunktion für Zustand 3 (Depassivierung):

Die Grenzzustandsgleichung für Depassivierung wurde bereits in Gleichung (2-20) gezeigt. Der Effekt der Beschichtung wird analog zu Zustand 2 berücksichtigt.

Für die Anpassung der Markov Kette an Bild 8-7 wurden die Übergangswahrscheinlichkeiten zeitabhängig angesetzt. Für $p_{01}(t)$ wurde der Ansatz nach Gleichung (8-4) gewählt. Die beste Anpassung für die Zustände 2 und 3 ergibt sich, wenn für $p_{12}(t)$ und $p_{23}(t)$ ein Potenzansatz ($a \cdot t^b$) benutzt wird. Insgesamt verdeutlicht Bild 8-7, dass alle Grenzzustände bis hin zur Depassivierung der Bewehrung sehr gut durch eine Markov Kette mit zeitabhängigen Übergangswahrscheinlichkeiten abgebildet werden können. Die Schädigungsmatrix der Markov Kette kann also über das hier entwickelte Modell kalibriert werden. Für die Praxis bedeutet dies, dass nicht jeder an der Instandsetzungsplanung Beteiligte mit voll-probabilistischen Modellen und dazu notwendiger Spezialsoftware arbeiten muss. Bei bekannter Schädigungsmatrix können mit einfachen Tabellenkalkulationsprogrammen unterschiedliche Instandsetzungsszenarien miteinander verglichen werden.

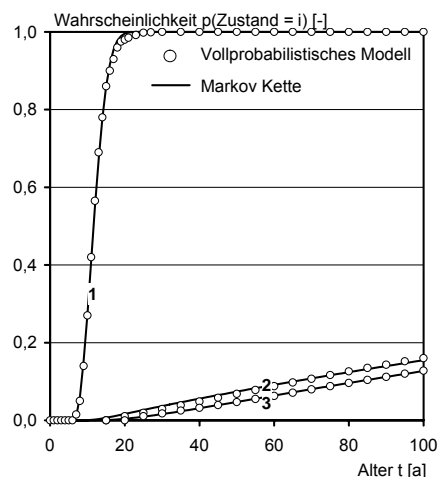


Bild 8-7:

Beispiel zur Anpassung einer Markov Kette an die Wahrscheinlichkeit des Erreichens bzw. Überschreitens eines Zustandes i (hier 1, 2 und 3) über die Zeit gemäß des Modells für Chlorideintrag in beschichteten Beton unter Zugrundelegung der Eingangsgrößen aus Tabelle 7-1 ($a=1,7$ m; $h=0,6$ m; $d_c = 55$ mm) und $T_{\text{Beschichtung}} = \text{shifted Log-N}(\mu = 12; \sigma = 3; \tau = 3)$ [a] als Annahme für die Beschichtungslebensdauer

Mit dem gezeigten Konzept könnte das Prognosemodell in die Planung von Bauwerksuntersuchungen und Instandsetzungsmaßnahmen als Baustein eines Systems zum Lebenszyklusmanagement von Stahlbetonbauwerken integriert werden, siehe Bild 1-1.

8.3 Prognose als Werkzeug zur optimierten Instandsetzungsplanung

Kapitel 8.1 verdeutlichte, wie Ergebnisse aus Untersuchungen in die Prognose der zukünftig zu erwartenden Depassivierungswahrscheinlichkeit durch Anwendung der Bayes Statistik einfließen können. Wird der Erwartungswert für eine Modellvariable, z. B. für die Chloridkonzentration $E[c(x,t)]$, durch das

Ergebnis einer Untersuchung exakt bestätigt oder auf der Seite der Einwirkung unterschritten bzw. auf der Widerstandsseite überschritten, dann ergibt sich aus der Modellzuschärfung zunächst eine Abnahme der Depassivierungswahrscheinlichkeit. Es ist also in diesem Fall mit geringeren Instandsetzungskosten zu rechnen, bzw. es müssen hierfür geringere Rücklagen gebildet werden. Den möglichen Einsparungen bzw. dem geringeren Bedarf für Rücklagen müssen aber sofort fällige Kosten für die notwendigen Untersuchungen inkl. der damit verbundenen Einschränkungen der Nutzung eines Bauwerks während solcher Untersuchungen gegenübergestellt werden. Vor diesem Hintergrund ergeben sich unterschiedliche Entscheidungsprobleme:

- ❑ Sollen zusätzliche Informationen durch Untersuchungen heute „gekauft“ werden, um durch diese Investition ggf. zukünftige Kosten über die dann besser mögliche Wahl der Instandsetzungsstrategie einzusparen?
- ❑ Wann ist der optimale Zeitpunkt für eine Untersuchung?
- ❑ Was ist der optimale Probenumfang?

Das prinzipielle Problem bei der Beantwortung dieser Fragen, auch als Pre-Posterior-Analyse bezeichnet, liegt darin, dass der Effekt von zusätzlichen Erkenntnissen aus einer Untersuchung antizipiert werden muss, bevor die Untersuchung überhaupt stattgefunden hat. Der optimierten, probabilistischen Inspektionsplanung wird erst in jüngster Zeit hinsichtlich chloridinduzierter Korrosion verstärkt Aufmerksamkeit geschenkt, z. B. in [85, 165, 166]. Das hierbei zur Anwendung kommende Prinzip beruht darauf, dass die bestmögliche Annahme für eine Modellvariable zum Zeitpunkt der Entscheidung eben gerade dem Erwartungswert des zur Verfügung stehenden Modells (Prior) entspricht. Wird dieser Erwartungswert in das Modell als Randbedingung eingeführt, können alle oben aufgeführten Fragen analysiert werden.

Zur Veranschaulichung wurde hier erneut das Beispiel aus Kapitel 7 aufgegriffen. Bild 8-8 zeigt zunächst die Prognose für die Wahrscheinlichkeit der Depassivierung ohne Kenntnis von Inspektionsdaten.

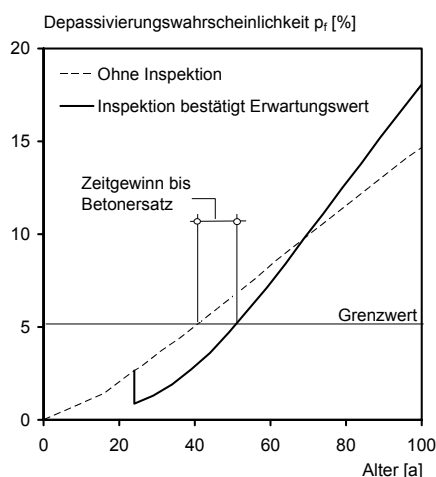


Bild 8-8:

Prognose ohne Zusatzinformationen gemäß den Eingangsgrößen des Beispiels in Tabelle 7-1 (Abstand $a = 1,7$ m; Höhe $h = 0,6$ m; mittlere Betondeckung $d_c = 55$ mm) für den Zustand der Depassivierung und Prognose mit Abgleich nach Bayes falls während einer Inspektion der Erwartungswert für die Chloridkonzentration $E[c(x = d_c; t = 24 \text{ a})]$ exakt bestätigt würde

Es wird angenommen, dass im Alter von 24 a die Entscheidung zu treffen ist, ob am betreffenden Brückenpfeiler ein Chloridprofil bestimmt werden soll. Bei Überschreitung einer Depassivierungswahrscheinlichkeit von $p > 5\%$ sei Betonersatz als Instandsetzungsstrategie geplant.

Das Modell ohne Zusatzinformation zeigt an, dass der Zeitpunkt für Betonersatz in wenigen Jahren überschritten wird, Bild 8-8. Einsetzen des Erwartungswerts für die Chloridkonzentration in der Tiefe der Bewehrungslage $E[c(x = d_c; t = 24a)]$ führt zu einer geringeren Wahrscheinlichkeit der Depassivierung. Betonersatz könnte also zu einem deutlich späteren Zeitpunkt vorgenommen werden, wenn die Untersuchung einen Messwert ergäbe, der tatsächlich den Erwartungswert $E[c(x = d_c; t = 24a)]$ nicht

überstiege. Allerdings geht die anfängliche Reduktion der Depassivierungswahrscheinlichkeiten mit einem über die Zeit schnelleren Anstieg einher. Dieser Effekt beruht darauf, dass insgesamt die Streuung (Unsicherheit) auf Seiten der Einwirkung durch Bestätigung des Erwartungswertes für die Chloridkonzentration reduziert würde, während die Verteilung für die Widerstandsseite (kritischer Chloridgehalt c_{crit}) durch das Untersuchungsergebnis unbeeinflusst bleibt. Dies führt zu einer „Einingung“ der Verteilung für die Chloridkonzentration und damit auch zu dem Effekt, dass mit zunehmendem Alter die Depassivierungswahrscheinlichkeit schneller zunimmt. Insgesamt ergibt sich aber aus probabilistischer Sicht ein Zeitgewinn bis z. B. Betonersatz notwendig wäre, vorausgesetzt das Modell würde bestätigt.

Auf den ersten Blick scheint eine baldige Untersuchung für das Beispiel angebracht zu sein, um auf diese Weise festzustellen, ob der zu erwartende Zeitgewinn bis zur Ergreifung von Instandsetzungsmaßnahmen tatsächlich realisiert werden kann. Ob eine Untersuchung aber ökonomisch sinnvoll ist, hängt von zahlreichen Randbedingungen ab. Hierzu zählen z. B. die aufzuwendenden Inspektionskosten und der Betrachtungszeitraum für die Lebenszyklusplanung. Ebenso übt die Rate und Methode für die Diskontierung einen enormen Effekt auf die Planung von Inspektionen und Instandsetzungen aus. Unter Diskontierung versteht man die Bewertung zukünftiger Zahlungen mit Hilfe von heutigen Zahlungen:

$$BW = \sum_{t=0}^{\infty} \frac{K_t}{(1 + d_t)^t} \quad (8-8)$$

BW	Barwert (heute zurückzustellender Betrag)	[Euro]
K_t	Nettokosten zum zukünftigen Zeitpunkt t	[Euro]
d_t	Diskontrate zum Zeitpunkt t	[-]

Die zu beantwortende Frage bei der Diskontierung lautet: Welchen Betrag benötigt man zum heutigen Zeitpunkt, um bei gegebenem Zinssatz bestimmte Zahlungen in der Zukunft vornehmen zu können? Dabei hat die Diskontierung nach Gleichung (8-8) grundsätzlich den Effekt, dass Ausgaben zu einem möglichst späten Zeitpunkt generiert werden sollten. Die Frage zur „richtigen“, generationenübergreifenden Diskontierung ist daher ein kontrovers behandeltes Thema, siehe z. B. [167, 168], dem in Zukunft im Zusammenhang mit einem proaktiven Lebenszyklusmanagement von Bauwerken weiter Aufmerksamkeit geschenkt werden muss.

Das stark vereinfachte Beispiel zeigt die enge Verknüpfung von Prognose, Inspektion und Instandsetzungsplanung auf. Vor allem zeigt sich, dass Inspektionen nicht nur dazu dienen können, Unsicherheiten im Prognosemodell zu reduzieren, sondern das Prognosemodell auch seinerseits ein hilfreiches Werkzeug sein kann, Inspektionen ökonomisch optimal zu planen, wie es Bild 1-1 zum Eingang dieser Arbeit schematisiert.

8.4 Weiterer Forschungsbedarf

8.4.1 Effekt einer teilweisen Wassersättigung auf den scheinbaren Diffusionskoeffizienten

Bislang liegen nur wenige Ergebnisse zu diesem Aspekt vor. Da in einer Straßenumgebung grundsätzlich nur teilgesättigter Beton vorliegt und der scheinbare Diffusionskoeffizient im Laufe der Exposi-

tionsdauer immer weiter an Bedeutung gewinnt, sollte in Zukunft der Effekt einer teilweisen Wassersättigung für eine breite Bandbreite von Betonzusammensetzungen zeitabhängig untersucht werden.

8.4.2 Korrosionsphase

Im Rahmen dieser Arbeit wurde nur der Zeitraum bis zur Depassivierung der Bewehrung infolge des Eintrags von Tausalz in direkt exponierten Beton von Verkehrsbauwerken im Spritzwasser- und Sprühnebelbereich betrachtet. Während durch eine Dauerhaftigkeitsbemessung mit dem hier bereitgestellten Modell Bewehrungskorrosion wirksam auf eine akzeptable Wahrscheinlichkeit innerhalb der angestrebten Nutzungsdauer eingeschränkt werden kann (Strategie B zur Dauerhaftigkeitsbemessung entsprechend [159]), muss im Fall des Lebenszyklusmanagement auch die u. U. bereits begonnene Korrosionsphase und deren Folgen modelliert werden können. Die Depassivierung zieht wesentlich kritischere Zustände nach sich: die korrosionsbedingte Rissbildung oder Abplatzung der Betondeckung, ein kritischer Verlust des Bewehrungsquerschnitts bzw. des Verbunds zwischen Beton und Stahl und insgesamt die Unterschreitung eines kritischen Wertes für die Tragfähigkeit. Die Korrosionsphase kann sich über sehr lange Zeiträume erstrecken, bis schließlich die technische Lebensdauer eines Bauteils bzw. Bauwerks erreicht ist.

Für den Prozess der Korrosion der Bewehrung und deren bautechnische Konsequenzen liegen noch keine praktikablen Modellierungsansätze vor. Einerseits gibt es komplexe elektrochemische Modelle [169, 170, 171], die für den Planer unbrauchbar sind, weil die Modellvariablen nicht für die relevanten Fälle quantifiziert sind. Andererseits gibt es Faustformeln, z. B. basierend auf dem elektrischen Widerstand des Betons [172] oder rein empirische Modelle basierend auf Multivariablenregression [173], welche die Korrosionsvorgänge aber unzureichend beschreiben und in den meisten baupraktischen Fällen zu erheblichen Fehleinschätzungen der tatsächlich ablaufenden Vorgänge führen würden. Besondere Aufmerksamkeit bei der Modellierung ist in Zukunft der Lage von anodischen und kathodischen Bereichen zueinander zu schenken. Ziel muss es dabei sein, alle Phasen der Lebensdauer und damit auch den Zeitraum der aktiven Bewehrungskorrosion inkl. der damit verbundenen Folgen auf probabilistischer Basis modellieren zu können und ein solches Modell entsprechend des hier vorgestellten Konzepts in ein System zum Lebenszyklusmanagement einzubinden.

8.4.3 Effekt von Reparaturmaßnahmen

Ein Ziel des Lebenszyklusmanagement ist die Wahl der richtigen Instandsetzungsstrategie. Instandsetzungsalternativen lassen sich auf praktikable Weise durch die Markov Kette vergleichen. Hierzu muss eine sog. Instandsetzungsmatrix definiert werden. Die Instandsetzungsmatrix geht im vereinfachten Beispiel nach Tabelle 8-1 davon aus, dass eine Instandsetzung eine Verbesserung aller Zustände erzeugt, also defekte Beschichtung erneuert, Chlorid aus dem Beton durch Extraktion oder Betoneratz entfernt und korrodierter Bewehrungsstahl vollständig ergänzt oder ausgetauscht wird. Soll berücksichtigt werden, dass Instandsetzungen nicht immer perfekt sind (z. B. bei Ersatz von Beton oder bei Chloridextraktion Rückstände von Chlorid und bei Ersatz von Bewehrung z. T. Korrosionsnarben verbleiben), müssen Annahmen für die Übergangswahrscheinlichkeiten getroffen werden, die diesem Umstand Rechnung tragen, wofür bislang ein systematisches Konzept fehlt.

Wird ein Bauteil ohne vorherigen Betonersatz beschichtet oder verbleibt im Fall der Chloridextraktion ein Restgehalt im Beton, so wird bereits eingedrungenes Chlorid nur noch stark verlangsamt in den Beton eindringen. Ein Modell für die Umverteilung von Chlorid in beschichtetem Beton steht jedoch noch aus. Auch wird die Korrosionsrate bereits depassivierter Bewehrung durch eine Beschichtung infolge der Austrocknung des Betons (Anstieg des Elektrolytwiderstandes) abnehmen. Es ist also nicht nur die Lebensdauer der Beschichtung selbst, sondern auch deren Wirkung auf gleichzeitig stattfindende Prozesse zu modellieren. Erste Ansätze den Effekt von Beschichtungen über die Markov Kette zu modellieren, finden sich z. B. in [164]. Es fehlt allerdings derzeit eine ausreichende Datenbasis für eine Quantifizierung.

9 Zusammenfassung

Ziel:

Es sollte ein geschlossenes, voll-probabilistisches Modell zur Abschätzung der Wahrscheinlichkeit für Bewehrungsdepassivierung infolge Tausalzeinwirkung im Spritz- und Sprühnebelbereich von Verkehrsbauwerken bereitgestellt werden.

Modell als Arbeitshypothese:

Mit der Maxime, ein ausgewogenes Verhältnis zwischen Vorhersagepräzision, Modellkomplexität und praktischer Umsetzbarkeit zu erreichen, wurde aufbauend auf einer analytischen Lösung ein Modell für Konvektion mit hydrodynamischer Dispersion von Chlorid in Beton als Arbeitshypothese abgeleitet. Konvektion ist die simultane Bewegung von Chlorid und Porenwasser. Hydrodynamische Dispersion bedeutet, dass in Beton, der von einer kurzfristig aufgegebenen Chloridlösung durchflossen wird, ein Verflachen der zunächst scharfen Chloridfront zu beobachten ist. Ursache für diese Verzerrung ist die Diffusion sowie die mechanische Dispersion des Chlorids. Die mechanische Dispersion ist kein eigenständiger Transportmechanismus, sondern vielmehr ein Phänomen, das sich daraus ergibt, dass a) das Porensystem eine sehr breit gefächerte Porenverteilung aufweist und b) statt der tatsächlichen Transportwege im gewundenen Porensystem die Eindringtiefe eindimensional betrachtet wird. Insgesamt unterliegt die Fließgeschwindigkeit dadurch im Beton einer statistischen Verteilung, wodurch Teile des Salzes gegenüber einer mittleren Eindringtiefe nach- bzw. vorseilen. Dispersion wurde in der Fachwelt zum Eintrag von Chlorid in Beton bisher völlig vernachlässigt. Die Chloridbelastungsintensität geht in das hier aufgestellte Modell als Oberflächenkonzentration c_s ein. Die Transportvariablen sind der scheinbare Diffusionskoeffizient D_{app} , die Konvektionsgeschwindigkeit v und die Dispersivität Δl .

Beziehung von Migrationskoeffizient und scheinbarem Diffusionskoeffizient:

Der scheinbare Diffusionskoeffizient D_{app} ergibt sich, wenn Beton in einer Chloridlösung eingelagert wird und die sog. Fehlerfunktionslösung für Diffusion an das sich ergebende Chloridprofil angepasst wird. Als scheinbar wird der Diffusionskoeffizient bezeichnet, weil Chloride im Beton während des diffusionskontrollierten Eintrags gleichzeitig gebunden werden und Interaktionen mit anderen Ionen eingehen. Einlagerungsversuche sind äußerst zeitraubend. Aus diesem Grund hat die Technik, den

scheinbaren Diffusionskoeffizienten indirekt über elektrisch beschleunigte Migrationsversuche zu bestimmen, im letzten Jahrzehnt vielfach Beachtung gefunden. Dabei war die Beziehung zwischen dem scheinbaren Diffusionskoeffizienten und dem Migrationskoeffizienten bislang nicht gänzlich geklärt. Hier geführte theoretische Überlegungen zur Berechnung des scheinbaren Diffusionskoeffizienten aus Migrationsversuchen ergaben, dass der Effekt mechanischer Dispersion sich erheblich auf das Ergebnis auswirkt. Die Auswertung von Chloridprofilen im Anschluss an Migrationsversuche bestätigte diese Überlegungen. Eine Fehlerbetrachtung ergibt, dass der Migrationskoeffizient in Abhängigkeit von der Dispersivität des Betons und der Eindringtiefe während der Versuchszeit korrigiert werden muss, weil bei Anwendung eines Farbindikators die mittlere Eindringtiefe systematisch überschätzt wird. Bei Betonen mit üblichem Größtkorn und einer Versuchszeit, die planmäßig zu einer Eindringtiefe von der halben Probenlänge (25 mm) führt, ergibt sich die Überschätzung des scheinbaren Diffusionskoeffizienten zu rd. 30 bzw. 40 % für Betone mit w/z von 0,4 bzw. 0,5. Vereinzelt Einlagerungs-, also Diffusionsversuche, an alten, permanent in Wasser gelagerten Laborbetonproben, deren Chloridmigrationskoeffizient sich über die Zeit nicht mehr änderte, zeigten aber, dass neben dem Effekt der Dispersion ein weiterer Grund vorliegen muss, der dazu führt, dass der Chloridmigrationskoeffizient größer als der scheinbare Diffusionskoeffizient D_{app} ausfällt. Hier wird davon ausgegangen, dass Chloridbinden während der relativ kurzen Dauer von Migrationsversuchen, d. h. durch die hohe Eindringgeschwindigkeit, weniger zum Tragen kommt, also die meist vernachlässigte Abhängigkeit des Chloridbindens von der Zeit bzw. der Penetrationsgeschwindigkeit für die beobachtete Differenz verantwortlich ist. Soll auch dieser Aspekt bei der Umrechnung des Migrationskoeffizienten in den Diffusionskoeffizienten berücksichtigt werden, muss dies für den hier relevanten Fall der Straßenatmosphäre für teilgesättigten Beton geschehen, da im Fall der Diffusion in dünnen Wasserfilmen bzw. kleineren Poren die Chloridbindung an Bedeutung gewinnt. Zu diesem Zweck wurden Ergebnisse der Literatur zu D_{app} in Abhängigkeit von der Umgebungsfeuchte bzw. dem sich im Beton einstellenden Wassersättigungsgrad, den Ergebnissen dieser Arbeit zum Chloridmigrationskoeffizienten bei vollständiger Wassersättigung, der bereits um den Fehler aus Dispersion abgemindert wurde, gegenübergestellt. Bei gegebener Umgebungsfeuchte ergibt sich daraus ein Abminderungsfaktor für D_{app} durch Teilsättigung. Die Abminderung des Diffusionskoeffizienten liegt unter praktischen Bedingungen bei rd. 90 %. Die Streuung des Faktors zur Berücksichtigung des Einfluss einer teilweisen Wassersättigung ist allerdings sehr groß. Bei Beachtung dieser Zusammenhänge stellt der Migrationsversuch ein äußerst zeit- und kosteneffizientes Verfahren zur indirekten Bestimmung des scheinbaren Diffusionskoeffizienten dar, welches in dieser Arbeit intensiv genutzt wurde.

Chloridmigrationsversuche zum Einfluss der Zusammensetzung und des Alters von Beton:

Der bislang bekannte Datenbestand verdeutlichte, dass insbesondere Lücken zur zeitabhängigen Entwicklung des Chloridmigrationskoeffizienten infolge fortschreitender Hydratation bestanden. Deshalb wurden zunächst Betonmischungen unter Veränderung von jeweils nur einer betontechnologischen Kenngröße hergestellt und im Alter von 28 Tagen geprüft. Der Gehalt an künstlichen Luftporen, die Zuschlagart- und -form, der Fließmittelgehalt und der Zementgehalt zeigten im praxisrelevanten Bereich keinerlei Einfluss. Von signifikanter Bedeutung zeigten sich die Bindemittelart und der w/b-

Wert. Die Abnahme des Migrationskoeffizienten mit zunehmendem Betonalter wurde unter Veränderung dieser beiden letztgenannten, relevanten Einflussgrößen unter Verwendung von Zementen aus unterschiedlichen Werken über einen Zeitraum von rd. 2 Jahren untersucht.

Entwicklung eines Migrationsversuchs für chloridhaltige Betone:

Als eine Notwendigkeit für eigene Entwicklungen zeigte sich ein Versuch, mit dem die Messung des scheinbaren Diffusionskoeffizienten von bereits chloridhaltigem Beton gelingt. Dies war bislang nicht möglich, weil bereits enthaltene Chloride a) ebenfalls während des Versuchs transportiert werden und b) mit dem herkömmlichen Farbindikator reagieren. Der verfolgte Lösungsweg lag darin, Chlorid im Migrationsversuch durch ein Ion mit vergleichbaren Eigenschaften zu ersetzen und für dieses einen adäquaten Indikator zu finden. Die Kombination von Jodid als transportiertes Ion und einem Indikator bestehend aus einer Lösung von Jodat, Stärke und Essigsäure zeigte die beste visuelle Nachweisbarkeit auf Betonoberflächen. Mit Jodid und Chlorid als transportierte Ionen wurden jeweils Migrationsversuche an gleichen Mörteln durchgeführt und im Anschluss die tiefenabhängige Konzentration beider Ionen bestimmt. Es zeigte sich, dass Chlorid und Jodid vergleichbares Transport- und Bindungsverhalten aufweisen. Die parallele Messung der Eindringtiefe mit den jeweiligen Indikatoren für Chlorid und Jodid verdeutlichte, dass beide Indikatoren ähnliche Empfindlichkeit besitzen. Zur Berechnung des Migrationskoeffizienten wird die Konzentration, bei welcher der Indikator für Jodid einen Umschlag erzeugt als Eingangsgröße benötigt. Die Umschlagskonzentration wurde an ausgepressten Porenwässern aus Mörteln bestimmt. Zur Prüfung der Anwendbarkeit des Verfahrens unabhängig von der Betonzusammensetzung wurde je eine Probe einer breiten Bandbreite von Betonen unter Variation der Bindemittelart, des w/b-Wertes und des Alters sowohl im Migrationsversuch mit Chlorid als auch Jodid geprüft. Die starke lineare Abhängigkeit zwischen den Ergebnissen beider Versuchsarten bestätigte, dass der hier entwickelte Versuch den herkömmlichen Chloridmigrationsversuch ersetzen kann. Auf diese Weise ist die Messung des Chloridmigrationskoeffizienten von bereits chloridhaltigen Proben, also auch von Bauwerksbetonen im Sinne der Reduktion von Unsicherheiten in den Modellvariablen möglich. Weiterhin kann mit dieser Technik der Effekt von Selbstabdichtung durch Chlorid studiert werden.

Selbstabdichtung durch Chlorid:

Wird der scheinbare Diffusionskoeffizient durch Anpassung eines einfachen Diffusionsansatzes an Chloridprofile aus Meerwasserbauwerken errechnet, so zeigt sich eine zeitliche Abnahme, die nicht allein auf die Hydratation des Betons zurückgeführt werden kann. Neben Ablagerungsprozessen werden ionogene Interaktionen des Chlorids für diesen Effekt verantwortlich gemacht. Unter ionogener Interaktion von Chlorid versteht man die Abnahme der chemischen Aktivität durch Wechselwirkungen mit anderen Ionen der Porenlösung, die Verlangsamung der Driftgeschwindigkeit durch assoziierte Kationen und die Abstoßung durch ebenfalls negativ geladene Ionen an den Porenwänden. Zur Prüfung der Signifikanz des Effekts ionogener Interaktion wurden verschiedene Versuchsreihen durchgeführt. Mörtelproben wurden mit unterschiedlichen Chloridkonzentrationen im Anmachwasser hergestellt, im Migrationsversuch bei einheitlicher Versuchskonzentration weiter mit Chlorid belastet und

daran im Anschluss Chloridprofile bestimmt. Ein Einfluss der vorherigen Chloridbelastung auf das Eindringverhalten konnte nicht festgestellt werden. Das gleiche zeigte sich in Versuchen bei denen erhärtete Mörtelproben zuerst über Migration mit unterschiedlichen Chloridkonzentrationen gleichmäßig durchsetzt, im Migrationsversuch ebenfalls bei einheitlicher Versuchskonzentration weiter mit Chlorid belastet und daran im Anschluss Chloridprofile bestimmt wurden. Tendenziell ergab sich in den stark belasteten Laborproben der Zusammenhang, dass durch die Vorbelastung Bindungsplätze im Beton bereits abgesättigt wurden und der Eintrag schneller stattfinden konnte. Zur Erfassung des Effekts realer Chloridbelastungen wurden Betonkernproben aus chloridbelasteten Verkehrsbauwerken entnommen und in Segmente mit und ohne Chloridbelastung geteilt. Diese Segmente wurden alle im hier neu entwickelten Jodidmigrationsversuch geprüft. Auch hier zeigte sich kein Einfluss der vorherigen Chloridbelastung auf das weitere Eindringverhalten. Als Fazit konnte gezogen werden, dass eine vorherigen Chloridbelastung keinen messbaren Einfluss auf den Migrationskoeffizienten ausübt.

Es blieb zu prüfen, ob sich diese Ergebnisse auch für die instationäre Diffusion bestätigen, bei welchen die Reduktion der Aktivität zum tragen kommen könnte, also dieser Teilaspekt der Selbstabdichtung durch die starke, treibende Kraft des elektrischen Spannungsfeldes im Migrationsversuch überdeckt wird. Hierzu wurden für 2,5 Jahre unter Wasser gelagerte Betonproben, bei welchen die Hydratation nachweislich keine Änderung des Diffusionskoeffizienten mehr bewirkte, mit unterschiedlichen Chloridkonzentrationen über Migration gleichmäßig vorbelastet. Danach wurden die Proben für rd. ein halbes Jahr in Jodidlösung eingelagert und daran im Anschluss Jodidprofile bestimmt. Durch die Chloridvorbelastung ergab sich kein Abdichtungseffekt infolge ionogener Interaktion, sondern vielmehr ein beschleunigter Eintrag von Jodid, da die Bindekapazität durch vorher eingedrungenes Chlorid reduziert wird und der durch Abstoßungseffekte betroffene Bereich in der Nähe der Porenwandung kleiner wird. Zusammengefasst konnte in allen Untersuchungen kein Abdichtungseffekt für wassergesättigte Betone festgestellt werden, die mit CEM I und $w/z > 0,4$ hergestellt wurden. Inwieweit dieser Sachverhalt auch für nicht wassergesättigte Betone gilt, war noch zu prüfen. Diese Erkenntnisse legen aber auch die Vermutung nahe, dass Berichte über eine zeitliche Abnahme des scheinbaren Diffusionskoeffizienten nicht durch einen chemischen Vorgang bzw. einen physikalischen Effekt, sondern vielmehr durch Ansatz eines Modells mit rein diffusionskontrolliertem Transport zu erklären sind. Dies unterstreicht umso mehr die Notwendigkeit für die vorgenommene Modellierung von Konvektion mit mechanischer Dispersion in Kombination mit Diffusion.

Wiederholte Bestimmung von Chloridprofilen an Bauwerken:

Für den Vergleich der Transportkennwerte zu unterschiedlichen Zeitpunkten wurden Chloridprofile an solchen Bauwerken bestimmt, zu denen bereits Chloridprofile aus vorangegangenen Untersuchungen vorlagen. Bei geringen Eintragstiefen ergaben sich Chloridverteilungen, die zunächst auf eine reine Diffusionskontrolle schließen lassen. Es wird jedoch davon ausgegangen, dass die lang gestreckte Form der Chloridprofile durch Zementsteinanreicherungen an der Betonoberfläche verursacht wird und Konvektion mit Dispersion der maßgebende Transportmechanismus ist. Teilweise konnte eine erhebliche Zunahme des Chlorideintrages noch in hohem Alter festgestellt werden. Dies bestätigte die im Modell berücksichtigte Annahme des Eintrages von Chlorid in Beton über Konvektion entsprechend

eines stochastischen Prozesses. Allerdings wurden unmittelbar neben eben solchen Untersuchungsstellen auch Chloridverteilungen festgestellt, wonach sich ein geringerer Eintrag als zu vorangegangenen Untersuchungen ergab. Es musste deshalb von erheblichen örtlichen Streuungen der Chloridbelastung ausgegangen werden, die der zeitlichen Entwicklung überlagert sind. Die Streuung der Chloridbelastung galt es über die Oberflächenkonzentration im Modell abzudecken.

Quantifizierung der Oberflächenkonzentration:

Literaturdaten und eigenen Untersuchungen zur Folge nimmt die Chloridkonzentration linear mit steigender Höhe über der Fahrbahn ab. Der gleiche funktionale Zusammenhang wurde zwischen der Oberflächenkonzentration und dem horizontalen Abstand angenommen. Auf diese Weise lässt sich die Oberflächenkonzentration als Funktion des Abstandsvektors von der Fahrbahn modellieren. Die Regressionsgrößen in der aufgestellten Funktion wurden an die aus rd. 435 Chloridprofilen ermittelten Oberflächenkonzentrationen mit bekanntem Abstandsvektor angepasst. Gemäß Modell nimmt die Oberflächenkonzentration im Mittel über die Distanz von rd. 6,8 m auf den Grundchloridgehalt des Betons ab. Angaben zur Verkehrsgeschwindigkeit lagen zu den Chloridprofilen nicht vor. Eine Unterscheidung nach Fernverkehrs- und Stadtgebietsstraßen, zeigte aber keine signifikante Änderung der Regressionsvariablen und wurde deshalb im Sinne des Erhaltes einer ausreichend großen Stichprobe unterlassen. Die zu den herangezogenen Chloridprofilen korrespondierende Betonzusammensetzung war den Bauwerksunterlagen weitestgehend nicht zu entnehmen. Es kann aber angenommen werden, dass diese Betone mit Portlandzement (CEM I) und im Mittel mit $w/z = 0,5$ hergestellt wurden. Auf Grund der zu treffenden Annahmen und analytisch nicht modellierbarer, lokaler Unterschiede in der Meso- und Mikrochloridbelastung ist das Modell mit erheblichen Unsicherheiten bzw. Streuungen behaftet. Die Streuung wurde als das Verhältnis aller gemessenen und gemäß Modell berechneten Konzentrationen statistisch ausgewertet und der ortsabhängigen Funktion überlagert. Für das Ziel einer geschlossenen Modellierung der Oberflächenkonzentration war für vom Referenzbeton abweichende Zusammensetzungen noch eine Transferfunktion gesucht. Die Möglichkeit für diesen Transfer ergab sich aus der Erkenntnis, dass sich ein zu Chloridbindungsisothermen analoger Zusammenhang ergibt, wenn die Oberflächenkonzentration des Betons in Abhängigkeit von der in Auffangbehältern an gleicher Stelle gemessenen Chloridbelastung aufgetragen wird. Somit können Chloridbindungsisothermen dazu herangezogen werden, um von der gemessenen Oberflächenkonzentration eines Betons auf diejenige eines bislang nicht exponierten Betons beliebiger Zusammensetzung zu schätzen. Insgesamt konnte die Oberflächenkonzentration somit als Funktion des Abstandes von der Fahrbahn und der Betonzusammensetzung als streuende Größe in das Modell Eingang finden.

Quantifizierung der Konvektionsgeschwindigkeit:

Die Konvektionsgeschwindigkeit v entspricht der mittleren Eindringtiefe eines durch kapillares Saugen entstandenen Chloridprofils geteilt durch die hierfür benötigte Zeit. Die Konvektionsgeschwindigkeit wurde aus ausgewählten, qualitativ hochwertigen Chloridprofilen errechnet, die der Literatur zu kapillaren Saugversuchen im Labor und zu Auslagerungsversuchen entlang von Straßen mit Betonen bekannter Zusammensetzung entnommen wurden. Die Konvektionsgeschwindigkeit wächst mit dem

Wasser-Bindemittelverhältnis w/b , weil in zunehmendem Maße Verzweigungen an nach innen gerichteten Poren entstehen, welche deren Saugwirkung verstärken. Das Resultat der Auswertung ist eine bindemittelabhängige, stochastische Funktion zwischen w/b -Wert und Konvektionsgeschwindigkeit. Beobachtungen zeigen, dass die Konvektionsgeschwindigkeit mit der Zeit abnimmt. Grund dafür sind die Gesetzmäßigkeiten in einer Kapillare, die Selbstabdichtung des Betons gegenüber Wasser und die Tatsache, dass Beton in der Straßenatmosphäre nur alternierend mit Chloridlösung belastet wird. Letzterer Aspekt kommt dadurch zum Tragen, dass durch die inhomogene Porengrößenverteilung in großen „schnellen“ Poren Chlorid zunächst rasch auch bis in große Tiefen eindringen kann. Mit zunehmender Zeit werden dann analog zur Carbonatisierung überproportional längere Saugzeiten notwendig, um die bereits vorhandene Eindringtiefe wieder zu erreichen und weiter nach innen zu verschieben. Der Transport ist also kein stetiger Vorgang, sondern vielmehr ein stochastischer Prozess. Diese komplexen Vorgänge werden hier in Summe durch eine zeitlich abnehmende Konvektionsgeschwindigkeit entsprechend eines Potenzansatzes modelliert. Darüber hinaus ist die Konvektionsgeschwindigkeit von der Belastungsintensität mit chloridhaltigem Wasser und damit von der Entfernung zur Straße abhängig. Eine zeit- und ortsabhängige Funktion für die Konvektionsgeschwindigkeit wurde durch Multivariablenregression mit gesammelten Ergebnissen aus Bauwerksuntersuchungen unter Berücksichtigung der damit verbundenen Streuung kalibriert.

Quantifizierung der Dispersivität:

Der Dispersionskoeffizient D_L ist ein Maß für die zunehmende Verzerrung des Chloridprofils mit der Eintragstiefe und ergibt sich aus der Summe des scheinbaren Diffusionskoeffizienten D_{app} und dem Produkt von Konvektionsgeschwindigkeit v und Dispersivität ΔI : $D_L = D_{app} + v \cdot \Delta I$. In kapillaren Saugversuchen bzw. kurzzeitigen Auslagerungsversuchen ist der Anteil des Diffusionskoeffizienten D_{app} vernachlässigbar klein. Deshalb kann die Dispersivität ΔI in guter Näherung aus dem Quotienten des Dispersionskoeffizienten D_L und der Konvektionsgeschwindigkeit v berechnet werden. Mit dieser Vorgehensweise wurden hier Chloridprofile ausgewertet, die der Literatur zu kapillaren Saugversuchen im Labor und zu kurzzeitigen Auslagerungsversuchen entlang von Straßen mit Betonen bekannter Zusammensetzung entnommen wurden. Durch eine Erhöhung des w/b -Verhältnisses wird die Bandbreite der Kapillarporenradien vergrößert bzw. die Tortuosität des Porensystems verkleinert, was zu einer Steigerung der Konvektionsgeschwindigkeit führt. Neben einem Anstieg der mittleren Konvektionsgeschwindigkeit führt die Erhöhung des w/b -Verhältnis deshalb zwangsläufig zu einer stärkeren Verzerrung der Eindringfront, was durch ΔI ausgedrückt wird. Abnehmende Zementgehalte, sowie größere Größtkorndurchmesser erhöhen ebenfalls die Dispersivität ΔI , allerdings in wesentlich geringerem Umfang, als ein gesteigerter w/b -Wert. In kapillaren Saugversuchen hat ein gesteigerter Wassersättigungsgrad vor Saugbeginn eine enorm abmindernde Wirkung auf ΔI , da Mikrokapillaren vor Saugbeginn zunehmend mit Wasser gefüllt und somit für kapillares Saugen inaktiv vorliegen. Hier wurde davon ausgegangen, dass der Wassergehalt vor Saugbeginn weniger von der Lage zur Straße als von der Porengrößenverteilung, also dem w/b -Wert abhängt. Für eine Quantifizierung wurden Chloridprofile aus Auslagerungsversuchen herangezogen, die auf den tiefenabhängigen Zementgehalt bezogen waren. Ein signifikanter Einfluss der Bindemittelart auf ΔI war nicht festzustellen. Den obigen Erkennt-

nissen folgend wurde ΔI nur als Funktion des Wasserbindemittelwertes w/b ausgedrückt. Die in diesem Modell enthaltene Streuung ist über die Standardabweichung der Regressionsvariablen abgedeckt.

Quantifizierung des scheinbaren Diffusionskoeffizienten:

Der scheinbare Diffusionskoeffizient D_{app} wurde für den wassergesättigten Zustand über die zuvor erläuterten Chloridmigrationsversuche indirekt bestimmt und funktionell gefasst. Der Einfluss des w/b -Wertes wurde als zeitunabhängige, stetige Funktion unter Berücksichtigung des stochastischen Charakters für alle untersuchten Bindemittelarten quantifiziert. Die zeitliche, hydratationsbedingte Abnahme des Migrationskoeffizienten jenseits des Referenzwertes nach 28 Tagen auf einen positiven Wert wurde ebenfalls unter Berücksichtigung der Streuungen der Modellvariablen für eine breite Bandbreite auf dem deutschen Markt erhältlicher Bindemittelarten einzeln bestimmt. Der Einfluss des Wassersättigungsgrades wurde durch Vergleich des scheinbaren Diffusionskoeffizienten von Beton unter Wasserlagerung mit jenem unter Teilsättigung quantifiziert. Sowohl die Auswertung von Laborversuchen aus der Literatur mit gezielt eingestellten Wassersättigungsgraden als auch von scheinbaren Diffusionskoeffizienten aus Bauwerksuntersuchungen führen zu dem Schluss, dass in einer Straßenatmosphäre der scheinbare Diffusionskoeffizient nur rd. 10 % des Diffusionskoeffizienten bei Wassersättigung beträgt. Dieser Schätzwert muss bisweilen unabhängig von der Betonzusammensetzung angesetzt werden. Die starke Streuung des Faktors zur Berücksichtigung des Einflusses einer teilweisen Wassersättigung wurde anhand von Daten aus Bauwerksuntersuchungen quantifiziert. Die Auswertung zeigt ferner, dass der scheinbare Diffusionskoeffizient sich unabhängig von der Lage zur Straße verhält und nach Abschluss der Hydratation keine zeitliche Veränderung festzustellen ist, wobei die starke Streuung durch Unkenntnis der exakten Betonzusammensetzung von Bauwerksbetonen einen möglichen Trend für die Lage- und Zeitabhängigkeit überdeckt haben könnten.

Beispiel zur Abschätzung der Depassivierungswahrscheinlichkeit:

Als Beispiel wurde ein extrem stark mit Chlorid belasteter Brückenpfeiler herangezogen, welcher in großen zeitlichen Abständen wiederholt hinsichtlich der Chloridverteilung untersucht worden war. Zunächst wurde der Einfluss des Abstands zur Straße, der Betondeckung und der Bindemittelart auf die Wahrscheinlichkeit für Depassivierung dargelegt. Damit konnte gezeigt werden, dass bei Befolgung der heutigen Normengeneration für Betone, die mit CEM I hergestellt werden, ein für Gebrauchssicherheitszustände übliches Sicherheitsniveau gegenüber Depassivierung der Bewehrung erzielt wird. Der positive Einfluss von Betonzusatzstoffen wird in den heutigen Normenwerken allerdings weit auf der konservativen Seite liegend vernachlässigt. Der Wassersättigungsfaktor k_w des Diffusionskoeffizienten kurz gefolgt von der Oberflächenkonzentration c_s haben die weitaus größte Bedeutung im Modell, gefolgt vom Diffusionskoeffizienten gegen Ende der Hydratation D_∞ , der Betondeckung d_c , dem kritischen Chloridgehalt c_{crit} und dem Streuungsfaktor für die Abhängigkeit der Konvektionsgeschwindigkeit von der Zeit und der Lage zur Straße $\varepsilon_{V(t,r)}$. Dies sind die Variablen, denen bei der Zuschärfung der Prognose durch Bauwerksuntersuchungen in den praxisrelevanten Fällen die meiste Aufmerksamkeit geschenkt werden sollte. Es wurde auch geprüft inwieweit sich das Modell weiter

vereinfachen lässt. Die Folgerungen sind, dass das gewählte Grundmodell ohne signifikanten Verlust an Prognosepräzision nicht weiter vereinfacht werden kann, der Modellaufbau in seiner Komplexität folglich gerechtfertigt ist. Der Vergleich der Prognose und der tatsächlich gemessenen Chloridverteilung verdeutlicht, dass sich durch die z. T. große Streuung der einzelnen Modellvariablen im Einzelfall erhebliche Abweichungen der Prognose von der sich tatsächlich einstellenden Chloridverteilung ergeben können. Dies bedeutet, dass zugängliche Informationen aus Bauwerksinspektionen möglichst umfassend gemäß Bayes'scher Wahrscheinlichkeitstheorie in die Prognose implementiert werden sollten.

Ausblick auf die Reduktion von Unsicherheiten durch Abgleich nach Bayes:

Grundidee ist es Informationen, die im Laufe der Nutzungsdauer durch Inspektionen zugänglich werden, nach dem Prinzip der bedingten Wahrscheinlichkeiten in die Prognose einzubauen. Die Messung der Betondeckung und des Chloridmigrationskoeffizienten des tatsächlich vorliegenden Betons kann und sollte bereits im Rahmen der Abnahme des Bauwerks durchgeführt werden, da zur Messung dieser Variablen keine Antwort des Betons auf die Chloridbelastung notwendig ist. Der deutliche Informationsgewinn durch Messung des Chloridmigrationskoeffizienten auch im hohen Bauwerksalter durch das hier entwickelte Verfahren für chloridhaltigen Beton wurde am realen Beispiel demonstriert. Werden Messungen zu Chloridkonzentrationen für den Abgleich herangezogen, so zeigt sich, dass bereits bekannte Konzentrationen in einzelnen Tiefen, zu einem erheblichen Informationsgewinn führen, wobei dieser mit zunehmender Entnahmetiefe wächst. Auf diese Weise müssen keine teuren, hochqualitativen Chloridprofile für einen Abgleich gewonnen werden. Vielmehr kann der bei Verwaltungen derzeit existierende Datenbestand, der hauptsächlich aus Profilen mit 3 Stützpunkten besteht, genutzt werden. Ein zweiter Modellabgleich über Chloridprofile zeigte, dass keine weitere, signifikante Modellzuschärfung erzielt wurde. Dies lässt den Umkehrschluss zu, dass ein Abgleich über Chloridprofile möglichst früh erzielt werden sollte. Nachteil an Chloridprofilen ist, dass zwar durch deren Einbindung die Unsicherheiten im Modell zum Chlorideintrag abnehmen, aber keine zusätzlichen Informationen im Hinblick auf den kritischen Chloridgehalt gewonnen werden. Für diesen Aspekt können Daten aus Korrosionssensoren in das Modell implementiert werden. Am Beispiel wurde die Effektivität dieses Vorgehens dargelegt.

Ausblick auf die Modellintegration in ein Lebenszyklusmanagementsystem – Markov Kette:

Die Markov Kette ist ein Rechenalgorithmus mit dem die zeitabhängige Zustandsverteilung von Bauteilen bis hin zu Gruppen von Bauwerken beschrieben werden kann und somit der Vergleich unterschiedlicher Instandsetzungsstrategien mit einfachen Tabellenkalkulationsprogrammen möglich ist. Zur Anwendung der Markov Kette müssen demzufolge neben dem Zustand der Depassivierung zunächst alle möglichen, sequentiellen Zustände bis hin zum max. tolerierbaren Zustand definiert werden. Das Prinzip der Markov Kette ist am Beispiel in Kürze erläutert. Herzstück der Markov Kette ist die sog. Schädigungsmatrix, deren Zellen die Wahrscheinlichkeit des Übergangs von einem Zustand in den nächst schlechteren darstellen. Das praktische Problem bei der Anwendung der Markov Kette besteht darin diese Übergangswahrscheinlichkeiten festzulegen. Hier wurde am Beispiel aller Zustän-

de bis zur Depassivierung demonstriert, wie das entwickelte Modell für die Kalibrierung der Schädigungsmatrix verwendet und somit als Baustein in ein System zum Lebenszyklusmangement integriert werden kann.

Ausblick auf optimierte Instandsetzungsplanung:

Im Ausblick wurde am Beispiel angedeutet, wie das bereitgestellte Prognosemodell auch als Entscheidungswerkzeug für die kostenoptimierte Planung von Bauwerksuntersuchungen dienen kann.

Weiterer Forschungsbedarf:

Der wesentliche Forschungsbedarf wird auf den Gebieten der Diffusion in teilgesättigtem Beton, der Modellierung der aktiven Korrosionsphase und des Effekts von Reparaturmaßnahmen gesehen.

10 Literatur

- 1 Haardt, P.: Entwicklung eines Bauwerks-Management-Systems für das deutsche Fernstraßennetz – Stufe 1 und 2, Schlussbericht zum AP-Projekt 99245, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, 2002
- 2 Daly, A.F.: Modelling of deterioration in bridges, EU project BRIME, 4th Framework Program, Project No. PL97-2220, Deliverable 11, 1999
- 3 Godart, B.; Vassie, P.R.: Bridge management systems – extended review of existing systems and outline framework for a European system, EU project BRIME, 4th Framework Program, Project No. PL97-2220, deliverable 13, 1999
- 4 RIMES: Review of road infrastructure systems and models in EU member states, Project for EC-DG-VII RTD Program – Contract No. RO-97-SC 1085/1189, Pavement and Structure Management System, work package 2, 1999
- 5 Der Elsener: Handbuch für Straßen- und Verkehrswesen, 1999
- 6 Augustin, K. et al.: Streusalzbericht I, Umweltbundesamt, Erich Schmidt Verlag, ISBN 3-503-01935-9, Berlin, 1980
- 7 Breitenstein, J.: Entwicklung einer Kenngröße der Winterlichkeit zur Bewertung des Tausalzverbrauchs, Bundesanstalt für Straßenwesen, Heft V 18, Bergisch Gladbach, 1995
- 8 Paulsson-Tralla, J.: Service life of repaired concrete bridge decks, doctoral thesis, Royal Institute of Technology, Departement of Structural Engineering, ISSN 1103-4270, Stockholm, 1999
- 9 Paulsson-Tralla, J.; Andersen, A.: Measurement on seasonal and diurnal variations of environmental conditions surrounding heavily trafficked bridge structures. In: Proceedings of International Conference on Repair of Concrete Structures – From Theory to Practice in a Marine Environment (Ed: A. Blankvoll), Svolvær, 1997, pp. 144-152
- 10 Blomqvist, G.: Impact of de-icing salt on roadside vegetation - a literature review, VTI rapport 427A, Swedish National Road and Transport Research Institute, Göteborg, 1998
- 11 Tang, L.; Utgenannt, P.: Characterization of chloride environment along a highway. In: Durability of Building Materials and Components 8, Vol. 1, Borås Sweden, 1999, pp. 399-408
- 12 DuraCrete: Models for environmental actions on concrete structures, The European Union – Brite Euram III, Project BE95-1347, report 3, 1999
- 13 Mc Bean, E.; Al Nassri, S.: Migration pattern of de-icing salts from roads, In: Journal of Environmental Management, No. 25, 1987, pp. 231-238
- 14 HETEK: Chloride penetration into concrete - state-of-the-art, report no. 53, Danish Road Directorate, 1996
- 15 Gustafsson, M. E. R.; Franzen, L. G.: Dry deposition and concentration of marine aerosols in a coastal area. In: Atmospheric Environment, Vol. 30, No. 6, Sweden, 1996, pp. 977-989
- 16 Eliasson, A.: Spridning av vägsalt kring vägar, Projektarbete 20p, Göteborgs Universitet, 1996 (in Schwedisch)
- 17 Schimmelwitz, P.; et al.: Untersuchungen zur Einwirkung von Tausalzen auf Brückenbauwerke aus Stahlbeton, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 370, 1982
- 18 Chatterji, S.; Kawamura, M.: Electrical double layer, ion transport and reactions in hardened cement paste. In: Cement and Concrete Research, Vol. 22, 1992, pp. 774-782
- 19 Care, S.; Chaussadent, T.: Influence of cementitious materials mixing factors and cement composition on chloride binding isotherms. In: Proceedings of the 2nd RILEM Workshop on Testing and Modelling the Chloride Ingress into Concrete, Paris, 2000

- 20 Glass, G.K.; Buenfeld, N.R.: The determination of chloride binding relationships. In: Proceedings of the International RILEM Workshop on Chloride Penetration into Concrete, St-Rémy-lès-Chevreuse, Oct. 15-18, 1995, pp. 3-9
- 21 Wowra, O.: Experimentelle Untersuchungen der Chloridsorption an flaschenhydratisiertem Zementstein und ausgewählten Klinkerphasen in wässriger Lösung, Dissertation, Mitteilungen aus dem Institut für Bauphysik und Materialwissenschaften, Bd. 3, TU Essen, Shaker Verlag, 1998
- 22 Tang, L.: Chloride transport in concrete – measurement and prediction, doctoral thesis, Chalmers University of Technology, Göteborg, Publication P-96:6, 1996
- 23 Larsen, C. K.: Effect of temperature, carbonation and drying and wetting on chloride uptake in concrete. In: Proceedings of International Conference on Repair of Concrete Structures – From Theory to Practice in a Marine Environment (Ed: A. Blankvoll), Svolve, 1997, pp. 153-162
- 24 Tritthart, J.: Chloride binding in cement. II. The influence of the hydroxide concentration in the pore solution of hardened cement paste on chloride binding. In: Cement and Concrete Research, Vol. 19, No. 5, 1989, pp. 683-691
- 25 Larsson, J.: The enrichment of chlorides in expressed concrete pore solution submerged in saline solution. In: Proceedings of Nordic Seminar on Chloride initiated Reinforcement Corrosion in Concrete, Lund University of Technology, 1995, pp. 171-175
- 26 Bier, T. A.: Karbonatisierung und Realkalisierung von Zementstein und Beton, Dissertation, Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Heft 4, TH Karlsruhe, 1988
- 27 HETEK: A system for estimation of chloride ingress into concrete – theoretical background, report no. 83, Danish Road Directorate, ISBN 87-7491-783-8, 1997
- 28 DuraCrete: Modelling of degradation, The European Union - Brite EuRam III, Project BE95-1347, report 4-5, 1998
- 29 DuraCrete: Statistical quantification of the variables in the limit state function, Project BE95-1347, report 9, 2000
- 30 Gehlen, C.: Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken – Zuverlässigkeitsberechnungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion, Dissertation, RWTH Aachen, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 501, Berlin, ISBN 3-410-65710-X, 2000
- 31 Nilsson, L.-O.: Penetration of chlorides into concrete structures – an introduction and some definitions. In: Proceedings of Nordic Mini Seminar on Chloride Penetration into Concrete Structures, Göteborg, 1993, pp. 7-17
- 32 Klopfer, H.: Wassertransport durch Diffusion in Feststoffen, Bauverlag, Wiesbaden, 1974
- 33 Dullien, F.A.L.: Porous media, fluid transport and pore structure, 2nd edition, Academic Press, ISBN 0-12-223651-3, San Diego, 1992
- 34 Buenfeld, N.R.; Newman, J.B.: Examination of three methods for studying ion diffusion in cement pastes, mortars and concrete. In: Materials and Structures 20, 1987, pp. 3-10
- 35 Saetta, A.V.; Scotta, R.V.; Vitalini, R.V.: Analysis of chloride diffusion into partially saturated concrete. In: ACI Materials Journal, Sept.-Oct. 1993, p. 441-451
- 36 Nilsson, L.-O.: A theoretical study on the effect of non-linear chloride binding on chloride diffusion measurements in concrete, Publication P-92:13, Division of Building Materials, Chalmers University of Technology, 1992
- 37 Nilsson, L.-O.; Massat, M.; Tang, L.: The effect of non-linear chloride binding on the prediction of chloride penetration into concrete structures. In: ACI special publication SP-145, Durability of Concrete (Ed: V.M. Malhorta), pp. 469-486
- 38 Crank, J.: The mathematics of diffusion, 2nd edition, Oxford University Press, ISBN 0-19-853411-6, 1975

- 39 Tang, L.; Nilsson, L.-O.: Chloride binding capacity and binding isotherms of OPC pastes and mortars. In: *Cement and Concrete Research* 23, No. 2, 1993, pp. 247-253
- 40 Nilsson, L.-O.: The effect of non-linear chloride binding on chloride diffusivity and chloride penetration – a theoretical approach. In: *Nordic Miniseminar on Chloride Penetration into Concrete Structures*, publication P-93:1, Department for Building Materials, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg, 1993, pp. 310-320
- 41 Bamforth, P.B.: The derivation of input data for modelling chloride ingress from eight-year UK coastal exposure trials. In: *Magazine of Concrete Research*, Vol. 51, No. 2, 1999, pp. 87-96
- 42 Costa, A.; Appleton, J.: Chloride penetration into concrete in marine environment. Part I: Main parameters affecting chloride penetration. Part II: Prediction of long term chloride penetration. In: *Materials and Structures*, Vol. 32, 1999, No. 218, pp. 252-259, No. 219, pp. 354-359
- 43 Thomas, M.D.A.: A critical review of service life modeling of concretes exposed to chlorides. In: *Concrete in the Service of Mankind: Radical Concrete Technology* (Eds.: R.K. Dhir, P.C. Hewlett), E. & F.N. Spon, London, 1996, pp. 723-736
- 44 EuroLightCon: Chloride penetration into concrete with lightweight aggregates, Brite-EuRam III Project, document BE96-3942/R3, 1999
- 45 Poulsen, E.: On an model of chloride ingress into concrete having time-dependent diffusion coefficient. In: *Nordic Miniseminar on Chloride Penetration into Concrete Structures*, publication P-93:1, Department for Building Materials, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg, 1993, pp. 298-309
- 46 Mangat, P.S.; Molloy, B.T.: Prediction of long term chloride concentration in concrete, *Materials and Structures*, Vol. 27, 1994, pp. 338-346
- 47 Bentz, D.P.; Feng, X.; Hooton, R.D.: Time-dependent diffusivities: Possible misinterpretation due to spatial dependence. In: *Proceedings of 2nd International RILEM Workshop on Testing and Modelling the Chloride Ingress into Concrete*, Paris, 2000, pp. 225-233
- 48 Lay, S.; Zeller, S.; Schießl, P.: Time dependent chloride migration coefficient of concrete as input to a probabilistic service life model. In: *Proceedings of Int. Workshop on Management of Durability in the Building Process*, (CD-ROM), 2003, 25-26 June, Milano, p. 12
- 49 Uji, K.; Matsuoka, Y.; Maruya, T.: Formulation of an equation for surface chloride content due to permeation of chloride. In: *Proceedings of the Third International Symposium on "Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction"*, Elsevier Applied Science, London, pp. 258-267
- 50 Mejlbro, L.: The complete solution of Fick's second law of diffusion with time-dependent diffusion coefficient and surface concentration. In: *Proceedings of CEMENTA's Workshop on Durability of Concrete in Saline Environment*, Danderyd, Sweden, 1996, pp. 127-158
- 51 Kunze, U.R.: *Grundlagen der quantitativen Analyse*, 2. neu bearbeitete Auflage, Georg Thieme Verlag, Stuttgart, ISBN 3-13-585802-2, 1986
- 52 Zhang, T.; GjØrv, O.: Diffusion behavior of chloride ions in concrete. In: *Proceedings of the International RILEM Workshop on Chloride Penetration into Concrete*, St-Rémy-lès-Chevreuse, Oct. 15-18, 1995, pp. 53-63
- 53 Müller, R.: *Zetapotential und Partikelladung in der Laborpraxis – Einführung in die Theorie, praktische Messdurchführung, Dateninterpretation*. Paperback APV, Band 37, ISBN 3-8047-1465-X, Stuttgart, 1996
- 54 Andrade, C.; Castellote, M.; Cervigón, D.; Alonso, C.: Fundamentals of migration experiments. In: *Proceedings of the International RILEM Workshop on Chloride Penetration into Concrete*, St-Rémy-lès-Chevreuse, Oct. 15-18, 1995, pp. 95-104
- 55 Nägele, E.; Schneider, K.: Das Zeta-Potential mineralischer Baustoffe – Theorie, Eigenschaften und Anwendung. In: *Magazin für Verfahrenstechnik*, Vol. 112, No. 7, 1988, pp. 458-467
- 56 Nägele, E.: Elektrische Transporterscheinungen in porösen Baustoffen. In: *B+B*, 1984, pp. 74-82

- 57 Wiens, U.: Zur Wirkung von Steinkohlenflugasche auf die chloridinduzierte Korrosion von Stahl in Beton, Dissertation, ibac der RWTH Aachen, 2002
- 58 Zhang, T.: Concentration dependent chloride diffusivity in concrete – experimental evidence and theoretical analysis. In: Proceedings of the Nordtest mini-seminar on chloride diffusion coefficient of concrete and relevant test methods, Borås, SP Swedish National Testing and Research Institute, Building Technology, SP report 1997:23, 1997, pp. II-17-22
- 59 Künzel, H.: Verfahren zur ein- und zweidimensionalen Berechnung des gekoppelten Wärme- und Feuchtetransports in Bauteilen mit einfachen Kennwerten, Dissertation, Lehrstuhl für konstruktive Bauphysik, Universität Stuttgart, 1994
- 60 Lunk, P.: Kapillares Eindringen von Wasser und Salzlösungen in Beton, Dissertation, ETH Zürich, Building Materials Reports No. 8, Aedificatio Verlag, ISBN 3-9905088-24-X, 1997
- 61 Krischer, O.; Kröll, K.: Trocknungstechnik, Band 1, 3. Auflage. Die wissenschaftliche Grundlage der Trocknungstechnik, Springer-Verlag, Berlin, 1978
- 62 Kießl, K.: Kapillarer und dampfförmiger Feuchtetransport in mehrschichtigen Bauteilen. Dissertation, Universität-Gesamthochschule Essen, 1983
- 63 Volkwein, A.: Untersuchungen über das Eindringen von Wasser und Chlorid in Beton, Dissertation, Berichte aus dem Baustoffinstitut, TU München, Heft1, ISSN 0940-886X, 1991
- 64 Rucker, P.; Beddoe, R.E.; Krus, M.: Neue Erkenntnisse zu den Transportmechanismen von Feuchte und Chlorid in Beton. In: Tagungsbericht der 15. ibausil, Band 2, Weimar, 2003, pp. 893-903
- 65 Krus, M.; Holm, A.; Schmidt, Th.: Ermittlung der Kapillartransportkoeffizienten mineralischer Baustoffe aus dem w-Wert. In: Bauinstandsetzen, Vol. 3, 1997, pp. 219-234
- 66 Sosoro, M.; Reinhardt, H.W.: Eindringverhalten von Flüssigkeiten in Beton in Abhängigkeit von der Feuchte der Probekörper und der Temperatur, DAFStb Heft 445, Beuth Verlag, Berlin, 1994
- 67 RILEM: Penetration and permeability of concrete – barriers to organic and contaminating liquids, state-of-the-art report, RILEM Report 16 (Ed.: Reinhardt, H.W), Technical Committee 146-TCF, ISBN 0-419-22560-9, 1997
- 68 Beddoe, R.; Springenschmid, R.: Feuchtetransport durch Bauteile aus Beton. In: Beton- und Stahlbetonbau, Heft 4, 1999, pp. 158-166
- 69 Krus, M.; Hansen, K.K.; Künzel, H.M.: Porosity and liquid absorption of cement paste. In: Materials and Structures 30, 1997, pp. 394-398
- 70 Hearn, N.; Morley, C.T.: Self-sealing property of concrete – experimental evidence. In: Materials and Structures 30, 1997, pp. 404-411
- 71 Sosoro, M.: Transport of organic fluids through concrete. In: Materials and Structures 31, 1998, pp. 162-169
- 72 Schießl, P.: Diffusionsmodell zur rechnerischen Erfassung der Chloridionendiffusion in Beton, Institut für Betonstahl und Stahlbetonbau e.V., 1983
- 73 Krus, M.: Feuchtetransport- und Speicherkoeffizienten poröser mineralischer Baustoffe – Theoretische Grundlagen und neue Messtechniken, Dissertation, Lehrstuhl für konstruktive Bauphysik, Universität Stuttgart, 1995
- 74 Richter, J.: Der Boden als Reaktor - Modelle für Prozesse im Boden, Ferdinand Enke Verlag, ISBN 3-432-95731-9, Stuttgart, 1986
- 75 Hartge, K.H.; Horn, R.: Einführung in die Bodenphysik, 2. überarbeitete und erweiterte Auflage, Ferdinand Enke Verlag, ISBN 3-432-89682-4, Stuttgart, 1991
- 76 Kinzelbach, W.; Rausch R.: Grundwassermodellierung – Eine Einführung mit Übungen, Borntraeger Verlag, Berlin Stuttgart, 1995, p. 283

- 77 Wiegrink, K.H.: Modellierung des Austrocknungsverhaltens von Calciumsulfat-Fließestrichen und der resultierenden Spannungen und Verformungen, Dissertation, Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung, TU-München, 2002
- 78 Maultzsch, M.: Vorgänge beim Angriff von Chloridlösungen auf Zementstein und Beton, *Material und Technik* 12, 1984, S. 83-90
- 79 Ogata, A., Banks, R. B.: A solution of the differential equation of longitudinal in porous media, U.S. Geological Survey Professional Paper 411-A, 1961
- 80 Nilsson, L.-O.; et al.: Chloride ingress data from field exposure in a Swedish road environment, Chalmers University of Technology, Publication P-00:5, Göteborg, 2000
- 81 Steffens, A.: Modellierung von Karbonatisierung und Chloridbindung zur numerischen Analyse der Korrosionsgefährdung der Betonbewehrung, Dissertation, Institut für Statik, TU-Braunschweig, 2000
- 82 Nilsson, L.-O.: A numerical model for combined diffusion and convection of chloride in non-saturated concrete. In: *Proceedings of 2nd RILEM Workshop on Testing and Modelling the Chloride Ingress into Concrete*, Paris, 2000
- 83 Rackwitz, R.: Zuverlässigkeit und Lasten im konstruktiven Ingenieurbau, Teil 1: Zuverlässigkeitstheoretische Grundlagen, Vorlesungsskript, 1998
- 84 Schneider, J.: Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen, Grundwissen für Ingenieure, 2. überarb. Auflage, Teubner Verlag, Stuttgart, ISBN 3-519-15040-9, 1996
- 85 Faber, M.H.: Risk and safety in civil, surveying and environmental engineering, lecture notes, ETH Zürich, 2003
- 86 Mehlhorn, G.; *Der Ingenieurbau – Tragwerkszuverlässigkeit – Einwirkungen*, Ernst & Sohn, Berlin, ISBN 3-433-01574-0, 1996
- 87 Hasofer, A.M.; Lind, N.C.: Exact and invariant second-moment code format, *Proc. ASCE*, Vol. 100, *Journal of Engineering Mechanics Division*, pp. 111-121
- 88 Plate, E.J.: *Statistik und angewandte Wahrscheinlichkeitslehre für Bauingenieure*, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, ISBN 3-433-01073-0, 1993
- 89 DuraCrete: Probabilistic Methods for Durability Design, European Union – Brite EuRam III, document BE95-1347/R0, 1999
- 90 STRUREL: A structural reliability analysis program-system, user manual, RCP GmbH, München, 2000
- 91 Raupach, M.; Schießl, P.: Monitoring system for the penetration of chlorides, carbonation and the corrosion risk for the reinforcement. In: *Structural Faults & Repair 95* (Ed.: Forde M.), Engineering Technics Press, London, 1995
- 92 Schießl P., Raupach M.: Monitoring system for the corrosion risk of steel in concrete structures. In: *Concrete International*, July 1992, pp. 52-55
- 93 Lindvall, A.: Chloride ingress in a Swedish road environment – five years exposure for three concrete compositions, Chalmers University of Technology, Department of Building Materials, report P-02:04, Göteborg, 2002
- 94 Hilsdorf, H.K.; Kottas, R.: Beanspruchung von Brückenbauwerken durch Frost und Tausalze - Teil 3 - Messungen an Brücken, Forschungsbericht, DBV.-Nr. 119, AiF-Nr. 7189, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, 1995
- 95 Bakker, R.F.M.: Prediction of service life of reinforcement in concrete under different climatic conditions at given cover. In: *Corrosion and Protection of Steel in Concrete*, International Conference, (Ed.: Swamy, R.N.), Sheffield, 1994, p. 26
- 96 Stanish, K.; Thomas, M.: The use of bulk diffusion tests to establish time-dependent concrete chloride diffusion coefficients. In: *Cement and Concrete Research* 33, 2003, pp. 55-62

- 97 Hansson C. M., Sørensen B.: The influence of cement fineness on chloride diffusion and chloride binding in hardened cement paste. In: Nordic Concrete Research, 1987, pp. 57-72
- 98 Tang, L.; Nilsson, L.-O.: Chloride diffusivity in high strength concrete at different ages. In: Nordic Concrete Research, Publication No. 11 (1), 1992, pp. 162-171
- 99 Breit, W.: Untersuchungen zum kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt für Stahl in Beton. In: Schriftenreihe Aachener Beiträge zur Bauforschung, Nr. 8, Institut für Bauforschung der RWTH Aachen, Dissertation, 1997
- 100 DIN 1045-2: Tragwerke aus Beton, Stahl- und Spannbeton - Teil 2: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität - Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1, Berlin, 2001
- 101 Stark, J.; Wicht, B.: Zement und Kalk – Der Baustoff als Werkstoff, Birkhäuser-Verlag, Basel, 2000
- 102 Buenfeld N. R., Okundi E.: Effect of cement content on transport in concrete. In: Magazine of Concrete Research, Vol. 50, No. 4, 1998, pp. 339 - 351
- 103 Care, S.: Influence of aggregates on chloride diffusion coefficient into mortar. In: Cement and Concrete Research, Vol. 33, No. 7, 2003, pp. 1021-1028
- 104 Page, C.L.; Short, N.R.; El Tarras, A.: Diffusion of chloride ions in hardened cement pastes. In: Cement and Concrete Research 11, No. 3, 1981, pp. 395-406
- 105 DIN EN 206-1: Beton, Teil 1, Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, Berlin, 2001
- 106 Andrade, C.; Diez, J.M.; Alonso, C.: Modelling of skin effects on diffusion processes in concrete. In: Proceedings of the International RILEM Workshop on Chloride Penetration into Concrete, St-Rémy-lès-Chevreuse, Oct. 15-18, 1995, pp. 182-194
- 107 Van Genuchten, M. Th.; Alves; W. J.: Analytical solutions of the one-dimensional convective-dispersive solute transport equation. In: United States Department of Agriculture, Agricultural Research Service, Technical Bulletin 1661, 1982
- 108 Witte, B.; Schmidt, H.: Vermessungskunde und Grundlagen der Statistik für das Bauwesen, 2. erweiterte Auflage, Verlag Konrad Wittwer, ISBN 3-87919-149-2, Stuttgart, 1991
- 109 Tang, L.: Chloride penetration profiles and diffusivity in concrete under different exposure conditions, Research Report P-97:3, Chalmers University of Technology, Building Materials Department, ISSN 1104-893X, Göteborg, 1997
- 110 Lindvall, A.: Mapping of the chloride load around two Swedish reinforced concrete bridges, research report, P-02:2, Chalmers University of Technology, Göteborg, 2002
- 111 Lindvall, A.; Andersen, A.: Investigation of chloride and moisture conditions in seven reinforced concrete bridges, research report (in Schwedisch), P-00:8, Chalmers University of Technology, Göteborg, 2000
- 112 DIN 52170: Bestimmung der Zusammensetzung von erhärtetem Beton, Teil 1-4, Beuth Verlag, Berlin 1980
- 113 Wesche, K.; Neroth, G.: Eindringen von Chloriden und Karbonatisierung des Betons im Sprühnebelbereich von Straßen, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 370, 1982
- 114 DIN EN ISO 15148: Bestimmung des Wasseraufnahmekoeffizienten bei teilweisem Eintauchen, Beuth Verlag, Berlin, 2002
- 115 Wirje, A.; Offrell, P.: Mapping of environmental loads – Chloride penetration at RV40, Report TVBM-7106, Lunds Institute of Technology, 1996
- 116 Lindvall, A.: Environmental actions on concrete exposed in marine and road environments and its response – Consequences for the initiation of chloride induced reinforcement corrosion, Dissertation, Department of Building Technology, Building Materials, Chalmers University of Technology, Göteborg, 2003

- 117 Weber, D.: Untersuchungen zur Einwirkung von Tausalzen sowie zur Carbonatisierung an Bauwerken der Berliner Stadtautobahn. In: Werkstoffwissenschaften und Bausanierung, Berichtsband des internationalen Kolloquiums, Filderstadt, 1983, pp. 215-220
- 118 HETEK: Report No. 82 - Investigation of chloride penetration into bridge columns exposed to de-icing salt, 1996
- 119 Volkwein, A., Dorner, H.: Untersuchungen zur Chloridkorrosion der Bewehrung von Autobahn-Brücken aus Stahl- oder Spannbeton, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 460, 1986
- 120 Volkwein, A.: Spätschäden an Spannbetonbauteilen – Chloridgehaltsmessungen in Bayern, Dywidag Forschung und Entwicklung, Bericht Nr. 45/10, München, 1983
- 121 Otsuki N.; Nagataki S.; Nakashita K.: Evaluation on AgNO₃ solution spray method for measurement of chloride penetration into hardened cementitious matrix materials. In: ACI Materials Journal, Vol. 89, No. 1, 1992, pp. 587-592
- 122 Holleman, A.F.; Wiberg E.: Lehrbuch der anorganischen Chemie, de Gruyter, Berlin, 1964
- 123 Tang, L.; Nilsson, L.-O.: A new approach to the determination of the pore distribution by penetrating chlorides into concrete. In: Cement and Concrete Research, Vol. 25, No. 4, 1995, pp. 695-701
- 124 Friedl, L.: Experimentelle Untersuchungen zum Transport von Wasser und Chlorid in rezykliertem Beton und zu der daraus ableitbaren Gefahr der chloridinduzierten Stahlkorrosion, Dissertation, Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung, TU-München, 2004
- 125 Schniering, A.; Lutze, D.: Fahrbahndecke aus Beton mit Steinkohlenflugasche als Bindemittelkomponente. In: Straße und Autobahn 49, Nr. 12, 1998, pp. 679-684
- 126 Buß, V.; Diek, H.: Einführung in die Chemie, Teil 2, 1. Auflage, Verlagsgesellschaft Schulfernsehen, Köln, 1977
- 127 Rodrigues, A.E.: Ion-exchange science and technology, NATO ASI-Series E, No. 107, Troia, 1986
- 128 Hinton, J.F.; Amis, E.S.: Solvation number of ions. In: Chemical reviews 71 (6), 1971, pp. 627-674
- 129 Mylius, C.R.W.: Über Calciumaluminathydrate und deren Doppelsalze, Abo Akademi, Dissertation, 1933
- 130 Fischer, R.: Über den Einbau von CO₃⁻² in laminare Erdalkalialuminathydrate, Erlangen, Dissertation, 1977
- 131 Allard, B.; Eliasson, L.; Höglund, S.; Andersson, K.: Sorption of Cs, I and actinides in concrete systems. In: Swedish Nuclear Fuel and Waste Management, Report SKB-KBS-TR-84-15, Svensk Kärnbränslehantering AB, Stockholm, 1984
- 132 Atkinson, A.; Nickerson, A.K.: The diffusion of ions through water-saturated cement. In: Journal of Material Science 19, 1984, pp. 3068-3078
- 133 DIN EN 196-1, Methods for testing cement - Part 1: Determination of strength, German version of EN 196-1, Berlin, 1994
- 134 Tritthart, J.: Investigation to determine the composition of pore water in hardened cement. In: Cement and Concrete Research, Vol. 19, No. 4, 1989, pp. 586-594
- 135 Collepardi, M.: Quick method to determine free and bound chlorides in concrete. In: Proceedings of the International RILEM Workshop on Chloride Penetration into Concrete, St-Rémy-lès-Chevreuse, Oct. 15-18, 1995, pp. 10-16
- 136 DIN EN 197-1: Zement - Zusammensetzung, Anforderungen, und Konformitätskriterien von Normalzement, Berlin, 2001

- 137 Schießl, P., Lay, S.: Dauerhaftigkeitsbemessung von Stahlbetonkonstruktionen, Forschungsbericht, AiF 12525 N, DBV 225, München, 2003
- 138 Dorner, H.: Anleitung zur Bestimmung des Chloridgehaltes von Beton, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 401, Berlin, 1989
- 139 DIN 4226-1: Gesteinskörnungen für Beton und Mörtel – Teil 1, Normale und schwere Gesteinskörnungen, Berlin, 2001
- 140 DIN EN 934-2: Zusatzmittel für Beton, Mörtel und Einpressmörtel – Teil 2, Betonzusatzmittel – Definitionen, Anforderungen, Konformität, Kennzeichnung und Beschriftung, Berlin, 2002
- 141 Volkwein, A.: Eindringen von Chloridionen in den Beton von Straßenbrücken, In: Straße und Autobahn, Heft 4, 1980, pp. 168-173
- 142 Frederiksen, J.M., Geiker, M.: On an empirical model for estimation of chloride ingress into concrete. In: proceedings of 2nd International RILEM workshop on testing and modelling the chloride ingress into concrete", Paris, 2000
- 143 Krogbeumker, G.: Beitrag zur Beurteilung des Zementsteingefüges in Abhängigkeit von der Mahlfineinheit, dem Wasserzementwert und der Hydratationstemperatur, Dissertation an RWTH Aachen, 1971
- 144 Climent, M. A.; et al.: Transport of chlorides through non saturated concrete after an initial limited chloride supply. In: Proceedings of 2nd International RILEM Workshop on Testing and Modelling the Chloride Ingress into Concrete", Paris, 2000
- 145 DIN: Fachbericht 100, Beton, Zusammenstellung von DIN EN 206-1 und DIN 1045-2, Berlin, 2001
- 146 DIN-1045: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Berlin 2001
- 147 Schießl, P.; Raupach, M.; Breit, W.: Durability-based design, monitoring, and repair of reinforced concrete structures – A review. In: The Arabian journal for science and engineering, Vol. 23, Number 2c, 1998, pp. 207-227
- 148 Mietz, J.; Raupach, M.; Goltermann, P.: Integrated monitoring system for reinforced concrete structures. In: Proceedings of fib congress on concrete structures in the 21st century, Osaka, 2002, pp. 29-38
- 149 Rafiq, M.I.; Chryssanthopoulos, M.K.; Onoufriou, T.: Performance updating of concrete bridges through proactive health monitoring methods. In: Life-cycle performance of deteriorating structures – assessment, design and management (Eds.: Frangopol, D.M.; Brühwiler, E.; Faber, M.H., Adey, B.), American Society of Civil Engineers, ISBN 0-7844-0707-X, 2003, pp. 156-164
- 150 Nustad G.E.: Production and use of standardised chloride bearing dusts for the calibration of equipment and procedures for chloride analysis. In: Proceedings of corrosion and corrosion protection of steel in concrete international conference (Ed.: Swamy R.N.), 24-28 July, 1994, University of Sheffield, pp. 515-526
- 151 Dorner, H.: Ringanalyse zur quantitativen und halbquantitativen Bestimmung des Chloridgehaltes von Beton, Schlussbericht zum Forschungsauftrag des Bundesministers für Verkehr, FA-Nr. 15.134.R 84 H, Bonn, 1986
- 152 Yonezawa, T.; Ashworth, V.; Procter, R.P.M.: Pore solution composition and chloride effects on the corrosion of steel in concrete. In: Corrosion, Vol. 44, No. 7, 1988, pp. 489-499
- 153 Raupach, M.; Dauberschmidt, C.: Untersuchungen zum kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt von Stahlfasern in künstlicher Betonporenlösung. Herrn Prof. Dr. Ulf Nürnberger zum 60. Geburtstag gewidmet. In: Materials and Corrosion, Vol. 53, Nr. 6, 2002, pp. 408-416
- 154 Treadaway, K.W.J.; Cox, R.N.; Brown, B.L.: Durability of corrosion resisting steels in concrete. In: Proc. Inst. Civil. Engrs. Part I 86, 1989, pp. 305-331

-
- 155 Page, C.L.: Mechanism of corrosion protection in reinforced concrete marine structures. In: *Nature* 258 (5535), 1975, pp. 514-515
- 156 Sandberg P.: Critical evaluation of factors affecting chloride initiated reinforcement corrosion in concrete, Division of Building Materials, Lund University of Technology, Report TVBM-3068, 1995
- 157 Pettersson, K.: Service life of concrete structures in saline environment, CBI report 3:96, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, 1996
- 158 Hussain, S.E.; Rasheeduzzafar, S.: Effect of temperature on pore solution composition in plain cements. In: *Cement Concrete Research*, Vol. 23, No. 6, 1993, pp. 1357-1368
- 159 Schießl P.: Durable concrete structures CEB design guide, 2nd edition. In: *Bulletin d'information No. 182, Comité Euro-International du Béton (CEB)*, 1989
- 160 Midgley, H.G.; Illston, J.M.: The penetration of chlorides into hardened cement pastes. In: *Cement and Concrete Research*, Vol. 14, No. 4, 1984, pp. 546-558
- 161 Thomas, M.D.A.: Chloride thresholds in marine concrete. In: *Cement and Concrete Research*, Vol. 26, No. 4, pp. 513-519
- 162 Hanson, C.M.; Sørensen, B.: The threshold concentration of chloride in concrete for the initiation of reinforcement corrosion. Philadelphia: American Society for Testing Materials, ASTM 1065. In: *Corrosion Rates of Steel in Concrete* (Eds.: Berke, N.S.; Chaker, V.; Whiting, D.), 1990, pp. 3-16
- 163 Lay, S.: State of the art on condition assessment procedures, Work report for D3.1, WP 3, LIFECON, European Union, project no. G1RD-CT-2000-00378, 2003
- 164 Vesikari, E.: Statistical condition management and financial optimisation in lifetime management of structures, LIFECON deliverable D2.2, EU project G1RD-CT-2000-00378, 2003
- 165 Sterrit, G.; Chryssantopoulus, M.K.; Shetty, N.: Reliability based inspection planning for RC highway bridges. In: *Proceedings of IABSE, International Conference Safety, Risk, Reliability – Trends in Engineering*, St. Julians, Malta, 2001, pp. 1001-1007
- 166 Wicki, R.; Malioka, V.; Faber, M.H.: Condition indicators for inspection and maintenance planning. In: *Life-cycle performance of deteriorating structures – assessment, design and management* (Eds.: Frangopol, D.M.; Brühwiler, E.; Faber, M.H.; Adey, B.), American Society of Civil Engineering, ISBN 0-7844-0707-X, Virginia, 2003, pp. 344-354
- 167 Bayer, S.: Generelle Nichtdiskontierung als Bedingung für eine nachhaltige Entwicklung? In: *IAW-Diskussionspapiere*, Nr. 13, Institut für angewandte Wirtschaftsforschung, Tübingen, ISSN 1617-5654, 2003, p. 20
- 168 Rackwitz, R.: Discounting for optimal and acceptable technical facilities. In: *Applications of statistics and probability in civil engineering*, Millpress, ISBN 90-5966-004-8, Rotterdam, 2003, pp. 725-734
- 169 Sagües, A.A.; Kranc, S.C.; Washington, B.G.: Computer modelling of corrosion and corrosion protection of steel in concrete. In: *Concrete 2000* (Eds.: Dhir, R.K.; Jones, M.R.), 1993, pp. 1275-1284
- 170 Noeggerath, J.: Zur Makroelementkorrosion von Stahl in Beton, Potential- und Stromverteilung in Abhängigkeit verschiedener Einflussgrößen, Eidgenössische Technische Hochschule, Zürich, 1990, Dissertation
- 171 Bazant, Z.P.: Physical model for steel corrosion in concrete sea structures – theory and application. In: *Journal of the Structural Division* 105, 1979, Nr. ST6, pp. 1137-1153, pp. 1155-1166
- 172 Alonso, C.; Andrade, C.; Gonzáles, J.A.: Relation between resistivity and corrosion rate of reinforcement in carbonated mortar made with several cement types. In: *Cement and Concrete Research*, Vol. 8, No. 5, 1988, pp. 687-698
- 173 Morinaga, S.: Prediction of service life of reinforced concrete buildings based on rate of corrosion of reinforcing steel, special report of institute of technology, Shimizu Corporation, No. 23, 1988