



Bundesamt für Strassen
Office fédéral des routes
Ufficio federale delle Strade

Massnahmen gegen chloridinduzierte Korrosion und zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit

**Mesures contre la corrosion induite par les chlorures
pour augmenter la durabilité**

**Measures to improve the durability in case of chloride
induced corrosion**

**TFB, Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton, Wildegg
Heidi Ungricht, Dr. sc., dipl. Bauing. ETH
Fritz Hunkeler, Dr. sc. techn., dipl. Werkstoffing. ETH**

**Objektbezogener Forschungsauftrag 2005/026 auf Antrag der
Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB) und des Amts für Tiefbau
des Kantons Uri**

Mai 2008

628



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la
communication DETEC
Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle
comunicazioni DATEC

Bundesamt für Strassen
Office fédéral des routes
Ufficio federale delle Strade

Massnahmen gegen chlorid- induzierte Korrosion und zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit

**Mesures contre la corrosion induite par les chlorures
pour augmenter la durabilité**

**Measures to improve the durability in case of chloride
induced corrosion**

**TFB, Technische Forschung und Beratung für Zement
und Beton, Wildegg**
Heidi Ungricht, Dr. sc., dipl. Bauing. ETH
Fritz Hunkeler, Dr. sc. techn., dipl. Werkstoffing. ETH

**Objektbezogener Forschungsauftrag 2005/026 auf Antrag
der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB) und des Amts
für Tiefbau des Kantons Uri**

Vorwort

Vom Frühsommer 1998 bis Sommer 2000 lief im Naxbergtunnel ein Feldversuch mit Inhibitoren [1], welcher von der Arbeitsgruppe "Chloridbelasteter Beton" (Mitglieder der Arbeitsgruppe: H. Huber, Amt für Tiefbau Uri, Altdorf; M. Donzel, ASTRA, Bern; Prof. em. Dr. H. Böhni, Dr. Y. Schiegg SGK, Zürich; Prof. Dr. T. Keller, EPF Lausanne; Dr. F. Hunkeler, TFB, Wildeg) begleitet wurde. Ausgewählte Wandverkleidungselemente waren für die Überwachung der Wirkung und der Wirksamkeit der Inhibitoren ausgerüstet. Die Elemente hätten im Zuge der Instandsetzung des Tunnels im Frühling 2000 aus- und wieder eingebaut werden müssen. Da keine zusätzlichen Erkenntnisse aus der weiteren Fortführung des Versuchs erwartet wurden, beschloss die Arbeitsgruppe, den Versuch abubrechen und stattdessen einen permanenten Versuchsstand einzurichten.

Der Versuchsstand eröffnete neue Möglichkeiten für die langfristige Untersuchung und Beurteilung von verschiedensten Massnahmen zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauten. Er ermöglicht insbesondere Feldversuche im Massstab 1:1 und unter realen Beanspruchungsbedingungen, die für die Modellierung des Dauerhaftigkeitsverhaltens von Stahlbeton von grundlegender Bedeutung sind. Das Untersuchungskonzept wurde von der TFB Wildeg in Zusammenarbeit mit dem damaligen IBWK (ETHZ) entwickelt und die Arbeiten wurden von der Arbeitsgruppe "Chloridbelasteter Beton" begleitet, ergänzt mit Dr. P. Stoffel, Helbling AG, Zürich (Präsident AGB) und A. Steiger, Steiger Andreas & Partner AG, Luzern.

Wir bedanken uns beim Bundesamt für Strassen (ASTRA) und dem Kanton Uri für die finanzielle Unterstützung. Insbesondere H. Huber, damals Leiter der Abteilung Kunstbauten des Kantons Uri, hat mit seiner Unterstützung den Bau des Versuchsstands ermöglicht. Schliesslich geht ein ganz herzlicher Dank an die immer sehr hilfsbereiten Mitarbeiter des Werkhofs in Göschenen.

Wildeg, Mai 2008
Die AutorInnen

Inhaltsverzeichnis

Vorwort	i
Zusammenfassung	vii
Résumé	ix
Summary	xi
1 Einleitung	1
1.1 Hintergrund für die Untersuchungen	1
1.2 Zielsetzungen der Untersuchungen	3
2 Grundlagen und Literatur	5
2.1 Chloridinduzierte Korrosion	5
2.2 Kritischer Chloridgehalt	8
2.2.1 Einflüsse auf den kritischen Chloridgehalt	9
2.2.2 Publierte Werte	10
2.3 Transportmechanismen von Wasser in Beton	12
2.3.1 Sorption	12
2.3.2 Wasserdampfdiffusion	13
2.3.3 Kondensation und Verdunstung	13
2.3.4 Kapillarer Wassertransport	14
2.3.5 Kombination verschiedener Mechanismen	17
2.4 Chloride im Beton: Speicherung und Transport	19
2.4.1 Chloridbindung	19
2.4.2 Kapillartransport (Huckepack)	19
2.4.3 Diffusion	20
2.4.4 Migration	21
2.5 Spezifischer elektrischer Widerstand und spezifische elektrische Leitfähigkeit	22
2.5.1 Abhängigkeit der Leitfähigkeit der Porenlösung von der Zusammensetzung	22
2.5.2 Temperaturabhängigkeit der Leitfähigkeit von Lösungen	22
2.5.3 Einfluss der Betonqualität auf den spezifischen elektrischen Widerstand	23
2.5.4 Einfluss der Feuchtigkeit auf den spezifischen elektrischen Widerstand von Beton	23
2.5.5 Einfluss der Temperatur auf den spezifischen elektrischen Widerstand von Beton	24

2.6	Messung des elektrischen Widerstands vor Ort	25
2.6.1	Online-Monitoring	25
2.6.2	Messung des elektrischen Widerstands und Kompensation der Temperatur	26
3	Versuchsstand und Untersuchungskonzept	27
3.1	Versuchsstand	27
3.2	Untersuchte Materialien	28
3.3	Instrumentierung und Messgrössen	29
4	Resultate und Auswertungen	31
4.1	Klimatische Beanspruchungen im Naxbergtunnel	31
4.1.1	Lufttemperatur und relative Luftfeuchtigkeit sowie Wind	31
4.1.2	Niederschlag und Winterdienst	34
4.1.3	Betontemperatur	38
4.2	Potenzialmessungen	40
4.3	Temperaturkompensierte spezifische Widerstände	43
4.4	Chloridgehalt im Beton	46
4.4.1	Freier Chloridgehalt im Porenwasser	46
4.4.2	Chloridanalysen	49
4.4.3	Anteil gebundener Chloride	51
4.5	Messungen an den elektrisch isolierten Stäben	54
4.5.1	Baustahl in unterschiedlichen Betonqualitäten	54
4.5.2	Verschiedene Stahl- in unterschiedlichen Betonqualitäten	57
4.5.3	Einfluss der Überdeckung	59
4.5.4	Baustahl in hydrophobiertem, chloridhaltigem Beton	60
4.6	Verzinkte in Kombination mit normaler Bewehrung.....	61
4.7	Umrechnung des spezifischen elektrischen Widerstands in den Wassergehalt	62
5	Wasser- und Schadstoffaufnahme – Diskussion der Resultate	67
5.1	Wasserhaushalt	67
5.1.1	Beschreibung des Wasserhaushalts im Referenzbeton	67
5.1.2	Klimatische Randbedingungen	71
5.1.3	Der Feuchtigkeitszustand des Betons als innere Voraussetzung	74
5.1.4	Kapillar füllbares Porenvolumen	78
5.1.5	Bestimmende Transportmechanismen	79
5.2	Definition von Gross- und Kleinereignissen	83
5.2.1	Ausmass und Tiefenwirkung des Wassereintrags	83
5.2.2	Geschwindigkeit und Dauer des Wassereintrags	85
5.2.3	Zusammenstellung der charakteristischen Merkmale und der Randbedingungen	87
5.2.4	Auswirkungen der Ereignisse auf den Chloridgehalt	88
6	Modellierung der Chloridaufnahme	93
6.1	Neues Modell für den Aufbau von Chloridprofilen	93
6.1.1	Nachrechnung der Profile im Naxberg	94
6.1.2	Prognose	97
6.2	Rückrechnung von Profilen	100
6.2.1	Bestimmung der Parameter	100
6.2.2	Prognose	101

6.3	Vergleich der Modelle	103
7	Schlussfolgerungen	105
7.1	Wasserhaushalt und Schadstoffeintrag	105
7.2	Methodik	109
7.3	Beurteilung verschiedener Massnahmen zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit	110
7.3.1	Betonqualität	110
7.3.2	Hydrophobierung	112
7.3.3	Überdeckungen	113
7.3.4	Stahlqualität	113
8	Ausblick	115
8.1	Weiterführung der Untersuchungen im Naxberg	115
8.2	Umsetzung des neuen Modells in der Praxis	117
	Literaturverzeichnis	119
	Anhänge A1 bis A6	123
A1	Potenzialmessungen	123
A2	Chloridgehalt	125
A3	Isolierte Stäbe 1	135
A4	Isolierte Stäbe 2	141
A5	Isolierte Stäbe 3	145
A6	Isolierte Stäbe 4	147
A7	Wasserhaushalt	149

Zusammenfassung

Im Rahmen der Instandsetzung des Naxbergtunnels im Jahr 2000 wurde ein Versuchsstand eingerichtet, der die langfristige Untersuchung von verschiedenen Massnahmen zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit (Initiierungs- und Korrosionsphase) unter realen Bedingungen ermöglicht. Bei der Konzeption der laufenden Untersuchung wurden verschiedene Beton- und Stahlqualitäten, eine Hydrophobierung und variable Überdeckungen miteinander kombiniert. Ziel war eine ganzheitliche Beurteilung der verschiedenen Schutzmassnahmen. Bisher wurden vor allem bezüglich des Wasserhaushalts von Beton und des Chlorideintrags in Beton bei derartiger Exposition wertvolle Erkenntnisse gewonnen. Weiter konnten erste Erkenntnisse zum Einfluss der Beton- und der Stahlqualität gewonnen werden. Da diese Ergebnisse sich erst auf fünf Winterperioden beziehen, ist deren Aussagekraft allerdings noch beschränkt.

Unter wechselnden Spritzwasserverhältnissen prägen *Einzelereignisse* den Wasserhaushalt. Die wichtigsten Transportmechanismen von Wasser während diesen Ereignissen sind der Kapillartransport und die gleichzeitige Verdunstung. Diese ist Ursache dafür, dass der Kapillartransport vor Ort nicht so leistungsfähig ist wie im Aufsaugversuch im Labor. Unter bestimmten klimatischen Verhältnissen erfolgt die Wasseraufnahme aber mit ähnlichen Geschwindigkeiten wie im Labor. Dies ist der Fall bei einer Kombination von sehr hohen Luftfeuchtigkeiten mit tiefen Temperaturen. Klimatisch bedingt sind demnach grosse Wassereinträge nur in den Wintermonaten zu erwarten. Ab März bis etwa November sind nur kleine Einträge in die äussersten mm möglich und der Beton trocknet in dieser Zeit langsam aus. Wie viel Wasser aufgenommen wird, hängt vom Feuchtigkeitszustand des Betons vor dem Ereignis und von dessen Qualität ab. Auf Grund ihrer Auswirkungen auf den Feuchtigkeitszustand im Beton können grosse, mittlere und kleine Ereignisse definiert werden. Während nach mittleren Ereignissen der Ausgangszustand bezüglich der Feuchtigkeit im Beton nach 2 bis 4 Wochen wieder erreicht wird, haben Grossereignisse eine Langzeitwirkung von mehreren Monaten. Das bedeutet, dass sie nicht nur beim Schadstoffeintrag eine wichtige Rolle spielen, sondern über den spezifischen elektrischen Widerstand des Betons auch einen Einfluss auf die Korrosionsgeschwindigkeit haben.

Die Art des Wassereintrags prägt auch den Eintrag von Chloriden, der während der Ereignisse in den Wintermonaten über den Kapillartransport erfolgt. Der Chlorideintrag erfolgt damit sehr schnell innerhalb von kurzen Zeitabschnitten. Die entsprechenden Chloridmengen und deren Eintragstiefe werden für die verschiedenen Er-

eignisse abgeschätzt. Für die Bildung von Chloridprofilen kann damit ein einfaches Modell vorgeschlagen werden: Während der Wintermonate werden Chloride durch Kapillartransport in den Oberflächenbereich eingetragen, dort angereichert und evtl. in grössere Tiefen weitertransportiert. Während des ganzen Jahrs werden sie, den jeweils vorhandenen Konzentrationsgradienten entsprechend, durch Diffusion nach innen, evtl. auch nach aussen umverteilt. Mit dem Modell werden die wesentlichsten Mechanismen auf den Chlorideintrag unter wechselnder Spritzwasserbeanspruchung erfasst und Einflüsse auf diese Mechanismen können integriert werden. Es ermöglicht damit verbesserte Prognosen.

Grundsätzlich haben die verschiedenen Messungen in sich konsistente Resultate geliefert und die Methodik zur Analyse des Wasserhaushalts vor Ort hat sich bewährt (Potenzialmessungen, Messungen an den elektrisch isolierten Stäben und an den Widerstands- und Chloridsensoren). Zur Beurteilung der Wasseraufnahme durch Kapillartransport vor Ort eines Betons muss ein aussagekräftiger Materialkennwert definiert werden.

Bei ähnlichem kapillar füllbarem Porenvolumen nimmt ein Beton mit gröberen Poren schneller Wasser auf und trocknet auch schneller wieder aus als ein feinporiger Beton. Damit werden in Betonen mit gröberen Poren bei gleicher Exposition insgesamt mehr Wasser und Chloride aufgenommen. Dies ist beim Beton mit $w/z = 0.50$, beim Flugasche- und beim Hüttensandbeton der Fall. Der Beton mit Silikastaub nimmt im Verhältnis zu seinem kapillar füllbaren Porenvolumen kleinere Wasser- und Chloridmengen auf. Ein tiefer w/z -Wert von 0.35 hat im Hinblick auf den Wasser- und Chlorideintrag eine sehr positive Auswirkung. Bis zu einem Gesamtchloridgehalt von etwa 1.3 M%/Bindemittel wird ein grosser Anteil der Chloride gebunden, wobei im Beton mit Silikastaub deutlich weniger Chloride gebunden werden wie in den anderen untersuchten Betonqualitäten. Nach dem 5. Winter korrodieren alle nur 10 mm überdeckten, normalen und verzinkten Betonstähle in allen Platten. Ein praktisch relevanter Einfluss der Betonqualität auf die Initiierung von schlecht überdeckten, normalen und verzinkten Betonstählen kann nicht festgestellt werden. In den Betonen mit Zusatzstoffen sind die Korrosionsströme jedoch infolge des höheren spezifischen elektrischen Widerstands geringer. Der Beton mit $w/z = 0.35$ zeigt in allen Aspekten mit Abstand das beste Verhalten und als sehr effiziente Massnahme erwies sich die Hydrophobierung, solange sie funktionstüchtig war.

Je grösser die Überdeckung, desto länger die Initiierungsphase und desto kleiner die Korrosionsströme. Die Vorteile einer grösseren Überdeckung kommen vor allem bei besseren Betonqualitäten zum Tragen. Mehr als 10 mm überdeckte, normale oder verzinkte Baustähle wurden nur in den Betonen mit w/z oder $w/B = 0.50$ initiiert. In den Betonen mit Zusatzstoffen sind die Korrosionsströme in der Regel klein.

Bisher setzte weder bei den austenitischen noch bei den Duplexstählen Korrosion ein. Der Vergleich verschiedener Stahlqualitäten beschränkt sich deshalb auf 10 mm überdeckte Stäbe und auf normale bzw. verzinkte Betonstähle sowie den Chromstahl (Top 12). Ein praktisch relevanter Einfluss der drei Stahlqualitäten, kombiniert mit den Betonen mit w/z oder $w/B = 0.50$, kann bezüglich des Zeitpunkts der Initiierung unter den gegebenen Verhältnissen nicht festgestellt werden. Die gemessenen Korrosionsströme sind bei den Top 12 aber deutlich kleiner als bei den normalen oder gar den verzinkten Betonstählen. Von den Korrosionsströmen darf jedoch nicht direkt auf tatsächliche Abtragsraten geschlossen werden. Dazu müssten die Flächenverhältnisse bekannt sein.

Résumé

Parallèlement à la remise en état du tunnel du Naxberg en 2000, une station expérimentale a été mise en place dans le tunnel afin d'évaluer, dans des conditions réelles, l'effet à long terme de différentes dispositions pour augmenter la durabilité du béton armé (phase d'initiation et de corrosion). Différentes qualités de béton et d'acier ont été combinées avec des enrobages de l'armature variables et un traitement hydrophobe, afin de permettre une appréciation globale des différentes dispositions. Les observations et mesures effectuées depuis la mise en service de la station expérimentale ont tout particulièrement livré de précieuses informations concernant l'équilibre hydrique et le transport des chlorures dans le béton exposé aux projections d'eau salée. En ce qui concerne l'influence de la qualité du béton et de l'acier, on dispose de résultats préliminaires. Puisque les observations du comportement à long terme ne couvrent qu'une première période de 5 ans, leur signification est pour l'instant encore limitée.

Les événements météorologiques majeurs influencent l'équilibre hydrique dans le béton exposé aux projections. Les mécanismes de transport de l'eau les plus importants pendant ces événements sont le transport capillaire et l'évaporation simultanée. C'est à cause de l'évaporation que le transport capillaire in situ n'est pas aussi prononcé que durant un essai de laboratoire. Mais sous certaines conditions climatiques, l'absorption de l'eau peut s'effectuer à la même vitesse qu'au laboratoire. C'est le cas lorsque l'humidité de l'air est très élevée et la température très basse. C'est la raison pourquoi on doit s'attendre seulement pendant la période hivernale à de grandes absorptions d'eau. A partir du mois de mars jusqu'au mois de novembre la quantité de l'eau absorbée est insignifiante et l'absorption se limite aux premiers mm du béton. Le béton sèche lentement pendant ces mois. La quantité d'eau absorbée dépend de l'humidité et de la qualité du béton.

Sur la base de leur effet sur l'humidité du béton, les événements ont été classés en grands, moyens et petits événements. Tandis qu'après un événement moyen l'humidité du béton redescend à l'état initial en 2 à 4 semaines, plusieurs mois de séchage sont nécessaires après un grand événement. Les grands événements ont donc non seulement un effet majeur sur le transport des chlorures dans le béton mais influencent la résistance électrique spécifique du béton qui détermine la vitesse de corrosion.

Le type de mécanisme de transport de l'eau détermine le transport des chlorures dans le béton qui s'effectue pendant les mois d'hiver surtout par le transport capillaire. De cette manière les chlorures sont absorbés très vite pendant des périodes courtes. La quantité de chlorures et leur profondeur de pénétration sont

évaluées pour les différents événements et un modèle simple de la formation des profils de chlorures est proposé: En hiver, les chlorures pénètrent par transport capillaire dans le béton superficiel, y sont accumulés et sont éventuellement transportés plus loin à l'intérieur du béton. Pendant toute l'année ils sont redistribués par diffusion selon des gradients de concentration vers l'intérieur, éventuellement même vers l'extérieur du béton. Avec ce modèle les mécanismes principaux de transport des chlorures dans le béton exposé aux projections sont pris en compte. Dans le modèle, il est possible de considérer différents facteurs influençant ces mécanismes et d'améliorer ainsi le pronostic.

Les résultats issus des différentes mesures sont cohérents et le procédé d'analyse de la teneur en eau du béton in situ a fait ses preuves (mesures de potentiel de corrosion de l'armature, mesures aux barres électriquement isolées et aux capteurs de résistance et de chlorures). Cependant, il faut définir un paramètre caractéristique valable pour l'évaluation de l'absorption de l'eau par transport capillaire in situ.

Pour un volume des pores capillaires similaire, un béton avec de gros pores absorbe plus vite l'eau et sèche plus vite qu'un béton avec de pores fins. C'est pour cela que dans les mêmes conditions d'exposition, un béton avec de gros pores absorbe plus d'eau et de chlorures. C'est le cas des bétons avec $e/c = 0.50$ contenant des cendres volantes ou du laitier. Le béton avec fumée de silice absorbe de plus petites quantités d'eau par rapport à son volume de pores capillaires. Un faible rapport $e/c=0.35$ a un effet très positif sur l'absorption de l'eau et des chlorures. Jusqu'à une teneur totale en chlorures d'env. 1.3 poids% de liant, une grande partie des chlorures est liée. Dans le béton avec fumée de silice, la proportion en chlorures liés est plus petite que dans les autres bétons investigués.

Après le cinquième hiver, toutes les barres d'acier, enrobées de 10 mm seulement sont attaquées par la corrosion. On n'a pas pu constater que la qualité du béton ait un effet significatif sur le début du processus de corrosion des aciers ordinaires ou zingués au cas où l'enrobage de l'armature soit petit. Par contre, dans les bétons avec ajouts la vitesse de corrosion est plus petite à cause de la résistance électrique spécifique plus élevée. Du point de vue des différents aspects de la durabilité, la performance du béton avec un facteur $e/c = 0.35$ est la meilleure. Comme mesure de protection le traitement hydrofuge s'est avéré très efficace tant que son effet hydrofuge dure.

L'augmentation de l'enrobage de l'armature allonge le temps jusqu'au début du processus de corrosion et diminue la vitesse de corrosion. Les avantages d'un enrobage accru de l'armature se manifestent surtout dans les bétons de qualité supérieure. La corrosion a été initiée sur les barres d'acier ordinaire ou zingué, enrobées plus de 10 mm seulement dans les bétons avec e/c ou $e/l = 0.50$. En règle générale, la vitesse de corrosion est plutôt basse dans les bétons avec ajouts.

Jusqu'à présent, les aciers hautement alliés de la station expérimentale ne montrent pas de signes de corrosion. La comparaison des différentes qualités d'acier se limite donc aux barres d'acier ordinaire, zingué et chromé (Top 12) avec un enrobage de 10 mm. Concernant le début de la corrosion, il n'y a pas de différences significatives entre l'acier chromé et l'acier ordinaire mis en oeuvre dans les bétons avec e/c ou $e/l = 0.50$. Cependant le courant de conduction mesuré sur l'acier chromé est beaucoup plus faible que celui des autres aciers. Sans connaître exactement les surfaces corrodant, on ne peut néanmoins pas déduire directement la vitesse de corrosion du courant de conduction.

Summary

An experimental station was set up in parallel with restoration work of the Naxberg tunnel in the year 2000. Its goal was to investigate the long-term effects of various techniques to improve the initiation and corrosion phase durability under field conditions. The experiments focused on comprehensive assessments of various protective measures involving combinations of different concretes, steel qualities, a hydrophobic treatment and concrete cover.

Prior work had generated valuable findings on primarily the water content and ingress of chloride into concrete under such exposure conditions. However, since this work was based on data from just five winter periods, the findings on the influence of the quality of concrete and steel are preliminary.

Under intermittent splash water conditions, *single events* affect the water content. Capillary transport and simultaneous evaporation are the key transport mechanisms for water during these events. This evaporation is the reason why capillary action in the field was not observed to be as effective as in the laboratory. However, under certain climatic conditions, such as very high humidity levels at low temperatures, sorptivity achieved in the field is equivalent to that in the lab.

Climatically, one thus expects heavy absorption of water only in the winter period. From March through November, little water is absorbed and it migrates through the outermost few mm only, while the concrete also dries slowly during this period. The moisture level of the concrete before the event and its quality determine how much water is absorbed.

The events are classified into major, median, and minor ones, based on their impact on the moisture level of the concrete. The pre-event moisture level of the concrete is reinstated in two to four weeks following a median event. In contrast, a large event can last several months. Such events thus play a significant role not only for the ingress of harmful substances, they also affect the electrical resistivity of the concrete and thereby the speed of corrosion. The mode of water ingress also affects the ingress of chloride. The latter occurs via capillary action in winter, rapidly and within short time intervals. The chloride content and penetration depths were estimated for each event.

A simple model can thus be proposed for establishing chloride profiles: chloride penetrates the surface layer in winter via capillary action. Supplemented by other events, the chloride may be transported further to greater depths. It diffuses throughout the year deeper into the concrete and to the surface, depending on the local concentration gradients. This model is applied to define the key mechanisms for chloride ingress under intermittent splash water conditions and to define the parameters that affect these underlying mechanisms. The outcome is better predictions.

The various measurements produced consistent results. The methods to analyze the water content proved effective in the field, i.e. voltage measurements, measurements on electrically isolated steel rebars, and resistivity and chloride sensor data. In order to assess water absorption of in-situ concrete by capillary action, it is necessary to define a reliable material parameter.

For similar capillary porosities, sorptivity is higher for concretes with larger pores than for those with finer pores, and the former also dry out faster. Hence, under the same exposure conditions, concretes with larger pores absorb greater quantities of water and chlorides, as observed for concretes with $w/c = 0.50$ containing fly-ash or slag. In terms of the volume of capillary pores, concrete containing microsilica absorbs less water and chlorides – an extremely positive effect resulting from the concrete's low w/c ratio of 0.35. A larger proportion of the chloride is bound for a total chloride content of up to about 1.3% of the binder mass, whereas markedly less chloride is bound in microsilica concretes or other qualities of concrete.

After the fifth winter, reinforcing steel bars in all test panels with just a 10 mm concrete cover had corroded. It is not possible to practically correlate the influence of the quality of concrete on initiation of corrosion for barely covered normal and galvanized rebars in concrete. Concretes with additives, however, demonstrate lower corrosion currents because of the resulting higher electrical resistivity. Concrete with $w/c = 0.35$ performed by far the best from all perspectives. Hydrophobic treatments proved to be particularly effective, as long as they were functional.

The thicker the concrete cover, the longer is the initiation phase, and the weaker are the corrosion currents. The benefit of an increasing concrete cover manifests particularly in case of good quality concrete. With a concrete cover of more than 10 mm, corrosion currents were initiated only for normal and galvanized rebars in concretes with a w/c or w/b of 0.50. Corrosion currents are generally weaker in concretes with additives.

So far, corrosion was not observed in austenitic or duplex rebars. A comparison of various steels is thus limited to rebars with a 10 mm cover, for normal, galvanized, and chrome steel ("*Top 12*") rebars. Under the given conditions, it was not possible to practically correlate the time of corrosion initiation for the three steels and concretes with w/c or $w/b = 0.50$. The measured corrosion currents are much weaker in the *Top 12* rebars versus those in normal or galvanized rebars. However, caution should be exercised in directly correlating corrosion currents to transportation rates, since this requires knowledge of the relative surface areas.

1 Einleitung

Mit den Bauarbeiten an der Gotthardnordrampe wurde im Herbst 1963 in Amsteg begonnen. In der Folge wurde die Strecke Amsteg - Göschenen gestaffelt in den Jahren 1971 bis 1980 in Betrieb genommen, und nach rund 20 Jahren wurde der Naxbergtunnel bei Göschenen im Jahr 2000 instand gesetzt. Die Arbeiten umfassten unter anderem den Ersatz der vorfabrizierten Verkleidungselemente durch ein ca. 30 bis 80 cm starkes Innengewölbe aus Ortbeton, in welches der Versuchsstand integriert wurde.

1.1 Hintergrund für die Untersuchungen

Hauptursache für die Schäden an den Bauten der Verkehrsinfrastruktur bildet die durch Chloride induzierte Korrosion an der Bewehrung. Der Schädigungsprozess wird grob in zwei Phasen unterteilt [2]: die Initiierungsphase und die Korrosionsphase (Bild 1.1). Während der Initiierungsphase werden die Chloride in den Beton eingetragen. Sie dauert bis zu dem Zeitpunkt, zu dem an der Oberfläche der Bewehrung der kritische Chloridgehalt erreicht wird und der Korrosionsprozess beginnen kann. Während der anschließenden Korrosionsphase findet die eigentliche Metallauflösung statt, welche zu Querschnittsverlusten und im Laufe der Zeit zum Teil auch zu Abplatzungen führt.

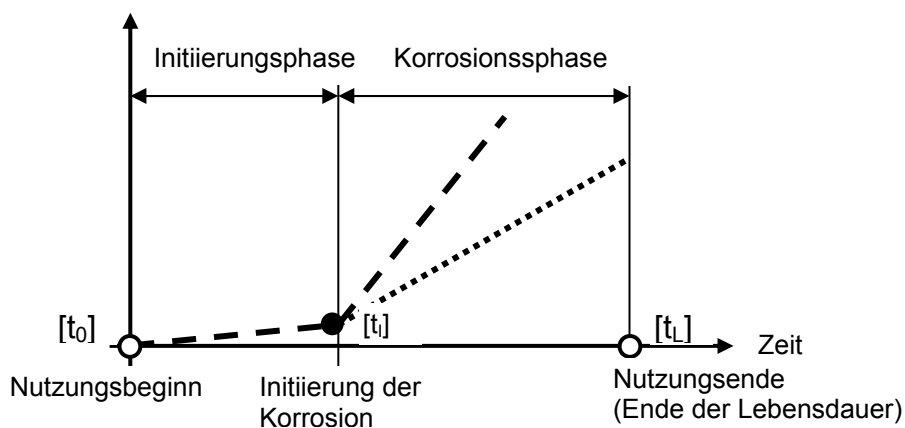


Bild 1.1: Schadenentwicklung bei Korrosion der Bewehrung infolge von Chloriden [2].

Der während der Initiierungsphase stattfindende Aufbau von Chloridprofilen wird in erster Linie durch die Qualität des Oberflächenbetons und die Exposition (Feuchtigkeits- und Chloridangebot, Austrocknungsverhältnisse etc.), und der nach der Auslösung zu erwartende Fortschritt der Korrosion (Korrosionsphase) durch die Betontemperatur und -feuchtigkeit (elektrischer Widerstand) bestimmt. Schliesslich ist der zur Auslösung (Initiierung) der chloridinduzierten Korrosion bzw. zur Depassivierung des Stahls notwendige Chloridgehalt an der Stahloberfläche vor allem von der Stahlqualität und dem pH-Wert des Porenwassers abhängig.

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

Die Massnahme mit dem wohl besten Kosten-Nutzen-Verhältnis ist eine geeignete Betonqualität kombiniert mit einer „genügenden“ Überdeckung. Durch dichtere Betone wird der Chlorideintrag verlangsamt und mit grösseren Bewehrungsüberdeckungen der Korrosionsbeginn hinausgeschoben. Viele Fragen konnten bisher in diesem Zusammenhang aber nur ungenügend beantwortet werden, z. B.:

- Wie entwickeln sich die Chloridprofile und wie schnell ist der Chlorideintrag in Abhängigkeit von der Betonqualität und der Exposition?
- Wie gross ist der Anteil gebundener bzw. freier Chloride?
- Welche Betonqualität ist geeignet bzw. genügend?
- Einfluss der Überdeckung bzw. welche Überdeckung ist genügend?
- Wann setzt Korrosion ein, in Abhängigkeit von der Betonqualität und der Bewehrungsüberdeckung?
- Wie gross ist die Korrosionsgeschwindigkeit, in Abhängigkeit von der Betonqualität und der Bewehrungsüberdeckung?
- Was für eine Bedeutung haben Risse im Beton?

Mit verbesserten Stahlqualitäten wird der Beginn der Korrosion, teilweise infolge höherer kritischer Chloridgehalte, hinausgezögert (verschiedene nicht rostende Stähle, verzinkte, mit Kunstharz oder Metallen beschichtete Stähle). Schliesslich kann die Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauwerken auch mit Oberflächenschutzsystemen verbessert werden.

1.2 Zielsetzungen der Untersuchungen

Die mehrjährigen Untersuchungen hatten zum Ziel, unter praktischen Bedingungen verschiedene Massnahmen zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit von durch chloridinduzierte Korrosion gefährdeten Bauteilen zu prüfen und deren Wirksamkeit zu vergleichen. Sie sollten ermöglichen, sowohl für den Neubau als auch für die Instandsetzung, einfache Konzepte für höchstbeanspruchte Bauteile vorzuschlagen und die an die Baustoffe zu stellenden materialtechnologischen Anforderungen zu definieren. Es wurden folgende Untersuchungsthemen formuliert:

- Einfluss verschiedener Betonqualitäten auf den Chlorideintrag
- Korrosionsverhalten verschiedener Stahlqualitäten (Initiierung und Korrosionsgeschwindigkeit)
- Einfluss der Bewehrungsüberdeckung auf das Korrosionsverhalten von Baustahl (Initiierung und Korrosionsgeschwindigkeit)
- Wirkung und Wirksamkeit einer Hydrophobierung bzgl. Chlorideintrag und Korrosionsverhalten von Baustahl

Die Aufmerksamkeit galt zunächst dem Eintrag von Chloriden und dem Aufbau von Chloridgradienten. Viele Modelle für den Chlorideintrag basieren auf Diffusionsvorgängen und setzen damit einen mehr oder weniger homogenen Prozess voraus. Schwierigkeiten entstehen damit bei der Beschreibung und Prognose des Chlorideintrags unter der wechselnden Beanspruchung durch Spritzwasser. Unter derartigen Verhältnissen, die oft bei Bauwerken der Verkehrsinfrastruktur vorherrschen, verläuft der Eintrag von Chloriden in den Beton hinein nicht homogen und die ablaufenden Prozesse sind nicht völlig geklärt. In [3] wurden die Messungen im Naxbergtunnel ab November 2000 bis April 2003 detailliert im Hinblick auf den Wasserhaushalt von Beton und den Chlorideintrag unter der wechselnden Beanspruchung durch Spritzwasser untersucht. Die wichtigsten Erkenntnisse sind im vorliegenden Bericht integriert worden.

Die im Feldversuch eingesetzten Betonqualitäten wurden im Rahmen des Forschungsauftrags Nr. 82/98 der „Arbeitsgruppe Brückenforschung“ des ASTRA im Labor der TFB Wildegg mit verschiedenen Prüfmethoden untersucht. Die Bedeutung der ermittelten Kennwerte im Hinblick auf das Gebrauchsverhalten unter realen Bedingungen sollte ermittelt werden.

Zusätzlich wird den Fragen nachgegangen, wie sich die eingesetzten Stahlqualitäten in Kombination mit den verschiedenen Betonsorten bewähren, was für Einflüsse variable Bewehrungsüberdeckungen haben und wie sich der Einsatz einer Hydrophobierung in Kombination mit normalem Beton bewährt.

2 Grundlagen und Literatur

In diesem Kapitel sind Grundlagen zusammengestellt, welche die Beurteilung der durchgeführten Messungen erleichtern. In den ersten beiden Abschnitten wird auf die Korrosion und die -geschwindigkeit von Stahl in Beton sowie den kritischen Chloridgehalt eingegangen. Es folgen Kapitel zur Speicherung und zum Transport von Wasser und Chloriden in Beton, zum spezifischen elektrischen Widerstand und zu dessen messtechnischer Erfassung.

2.1 Chloridinduzierte Korrosion

Die Korrosion eines Metalls besteht aus zwei elektrochemischen Teilprozessen, die nebeneinander auf der Metalloberfläche ablaufen: der anodischen Oxidations- und der kathodischen Reduktionsreaktion. Wegen der Elektroneutralität müssen die beiden Reaktionen immer gleichzeitig und mit gleicher Geschwindigkeit ablaufen. Es bilden sich kurzgeschlossene galvanische Elemente aus, in denen die an der Anode entstehenden Elektronen zur Kathode wandern, wo Sauerstoff reduziert wird. Der Stromfluss wird durch die Ionenwanderung im Elektrolyten geschlossen (Bild 2.1). Mit den Gleichungen (2.1) bis (2.3) können die Reaktionen im sauerstoffhaltigen Elektrolyten (z.B. nicht vollständig Wasser gesättigter Beton) beschrieben werden. Das Eisenhydroxid $Fe(OH)_2$ reagiert weiter zum allgemein bekannten Rost.



Im Beton bildet sich normalerweise auf der Stahloberfläche infolge des alkalischen Porenwassers eine dünne Oxidschicht aus. Dieser Passivfilm schützt den Stahl vor Korrosionsangriffen. Er kann jedoch durch Chloride oder Absenkungen des pH-Werts, z.B. infolge von Karbonatisierung, zerstört werden. Damit Bewehrungsstähle im Beton korrodieren, müssen demnach vier Grundvoraussetzungen gleichzeitig erfüllt sein:

- Die anodische Teilreaktion ist möglich: An der Stahloberfläche ist der kritische Chloridgehalt überschritten und/oder die Alkalität des Betons hat einen kritischen Wert unterschritten.
- Die kathodische Teilreaktion ist möglich: Das Sauerstoffangebot an der Stahloberfläche ist ausreichend.
- Der Ionenfluss im Beton ist möglich: Die spezifische elektrische Leitfähigkeit des Betons bzw. dessen Feuchtigkeit ist genügend gross.
- Der Elektronenfluss ist möglich: Es ist eine metallische Verbindung zwischen Anode und Kathode vorhanden. Diese Voraussetzung ist in Stahl- und Spannbetonbauwerken praktisch immer erfüllt.

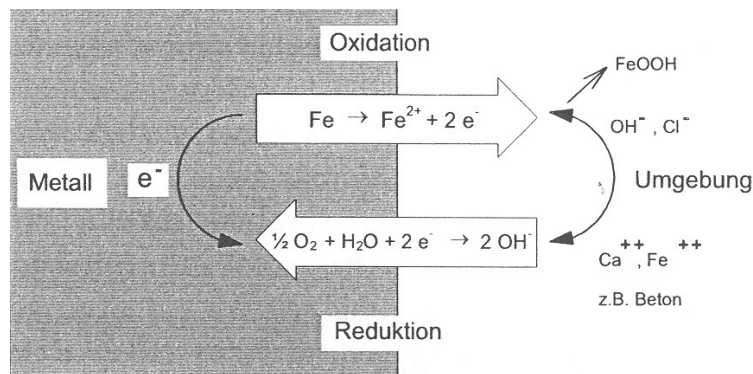


Bild 2.1: Elektrochemische Reaktionen im kurzgeschlossenen galvanischen Element [aus 4].

Die Zerstörung des Passivfilms erfolgt meist lokal (Lochfrass). Kleine korrodierende Stellen liegen dann neben grösseren Flächen mit passiver Bewehrungsoberfläche. Die anodische und die kathodische Teilreaktion sind in diesen, so genannten, Makroelementen örtlich getrennt. Da auch bei lokalen Angriffen die Elektroneutralität gewährleistet sein muss, ist infolge des oft grossen Flächenverhältnisses von Kathode zu Anode die Geschwindigkeit der Metallauflösung an der Anode im Vergleich zur flächigen Korrosion sehr gross, und es entstehen rasch grosse Querschnittsverluste an der Bewehrung. Die treibende Kraft im Makroelement ergibt sich aus der Potenzialdifferenz ΔU zwischen der passiven und der aktiven Bewehrungsoberfläche. Als Folge der Potenzialdifferenz fliesst im Makroelement ein Korrosionsstrom I_{Korr} , der durch den Widerstand an der Anode und an der Kathode sowie durch den Elektrolytwiderstand kontrolliert wird, Gleichung (2.4).

$$I_{\text{Korr}} = \frac{\Delta U}{R_{\text{total}}} = \frac{\Delta U}{R_A + R_K + R_{El}} \quad \text{Gleichung (2.4)}$$

mit ΔU Zellspannung [V]
 R_A Widerstand der anodischen Teilreaktion [Ω]
 R_K Widerstand der kathodischen Teilreaktion [Ω]
 R_{El} elektrischer Betonwiderstand [Ω]

Die anodische Teilreaktion wird durch die Bildung von Korrosionsprodukten über dem Loch, die kathodische Teilreaktion allenfalls durch ein ungenügendes Sauerstoff-

angebot an der Stahloberfläche gebremst. Letzteres tritt nur bei mit Wasser gesättigtem Beton ein. Der elektrolytische Widerstand des Betons setzt sich zusammen aus den Ausbreitwiderständen an der Anode und Kathode sowie dem Elektrolytwiderstand dazwischen. Der Ausbreitungswiderstand an der Anode kann bei kleinen Anodenflächen die Korrosionsgeschwindigkeit deutlich beeinflussen [5], während derjenige an der grossflächigen Kathode in der Regel vernachlässigbar ist. Die Kathodenfläche wird durch den Elektrolytwiderstand begrenzt. So nehmen das Flächenverhältnis von Kathode zu Anode und damit der Korrosionsstrom in einem Makroelement auch bei grossen Betonstrukturen nicht unbeschränkt zu. Abgesehen von der Zellspannung und den verschiedenen Widerständen ist der Korrosionsstrom auch von der Temperatur abhängig. Die Metallauflösung bzw. die Korrosionsgeschwindigkeit ist direkt proportional zum fließenden Korrosionsstrom. In [6] wurde in Feldversuchen der Zusammenhang zwischen der Korrosionsgeschwindigkeit und dem spezifischen elektrischen Widerstand bzw. dem Korrosionspotenzial bestimmt (Bild 2.2).

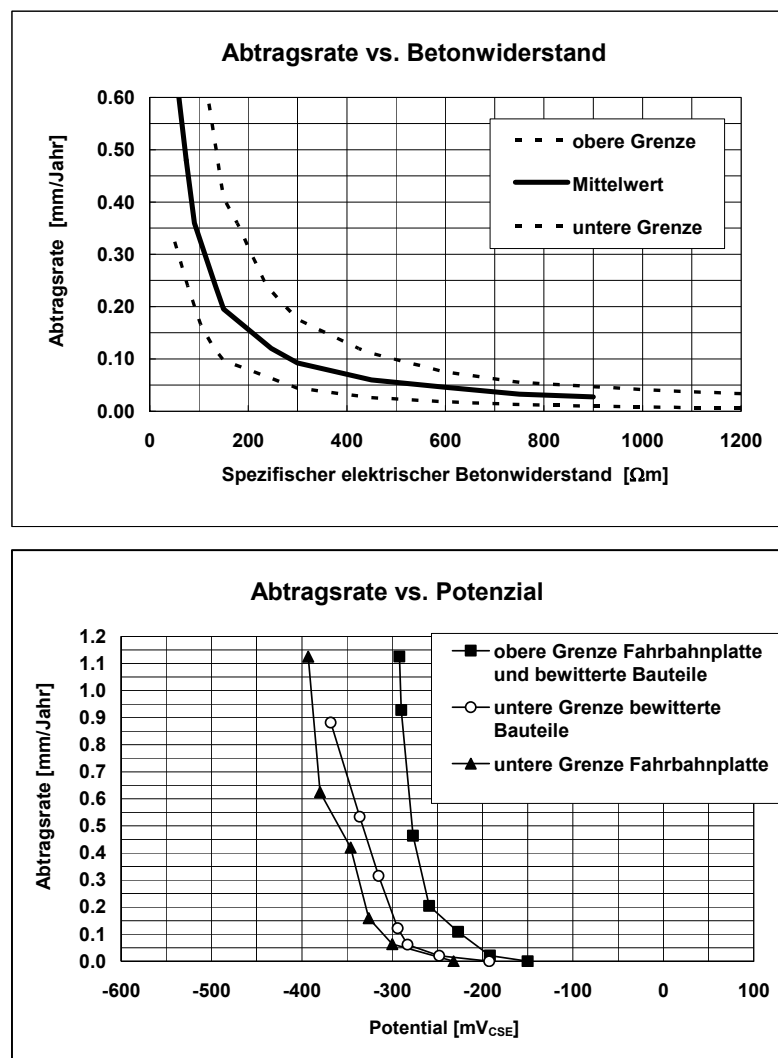


Bild 2.2: Zusammenhang zwischen der Korrosionsgeschwindigkeit und dem spezifischen elektrischen Widerstand sowie dem Potenzial [Daten aus 6].

2.2 Kritischer Chloridgehalt

Die Diskussion über den kritischen, Korrosion auslösenden Chloridgehalt wird aus verschiedenen Gründen auch heute noch kontrovers geführt. Ein Kernpunkt der Diskussion betrifft vorab die Frage, für was genau der kritische Chloridgehalt festgelegt werden soll: Ist es die mit elektrochemischen Methoden messbare *Depassivierung* oder eine als Schaden einzustufende *Korrosionserscheinung*, die einen gewissen Korrosionsstrom über eine gewisse Zeit voraussetzt? Nach der sehr lokalen Initiierung, die nur elektrochemisch erfasst werden kann, folgt das Lochwachstum, das zu makroskopisch erkennbaren Korrosionserscheinungen und -schäden führt.

Angaben zum kritischen Chloridgehalt sind immer im Zusammenhang mit der Versuchsanlage, den Expositionsbedingungen, den angewendeten Messverfahren, den festgelegten Grenzkriterien etc. zu beurteilen (elektrochemische Messungen des Korrosionspotenzials oder des Korrosionsstroms, Beurteilung von Korrosionserscheinungen etc.). Stand eher das wissenschaftliche Kriterium der reinen Initiierung im Vordergrund oder die eher ingenieurmässige Betrachtung der Korrosionserscheinung? In [7] wird der Abfall des Korrosionspotenzials als Kriterium auch für elektrochemische Untersuchungen als eher zu konservativ beurteilt. Besser geeignet scheint eine minimale Korrosionsstromdichte über eine gewisse Zeit zu sein. In [7] werden $0.1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ vorgeschlagen ($1.2 \mu\text{m}/\text{Jahr}$). Deren Bestimmung setzt allerdings die Kenntnis oder eine Annahme für die korrodierende Fläche voraus, was heikel ist.

Weiter birgt die Bestimmung des Chloridgehalts Unsicherheiten in sich. Einerseits können verschiedene Aufschluss- und Analyseverfahren zu unterschiedlichen Resultaten führen [8] und andererseits hat das betrachtete Betonvolumen bei vorhandenen Gradienten des Chloridgehalts einen Einfluss. Dies ist vor allem bei Versuchen mit Mörtel- oder Betonprobekörpern mit nachträglich aufgenommenen Chloriden der Fall.

Unterschiedliche Meinungen gibt es auch zur Frage, wie der kritische Chloridgehalt angegeben werden soll: als freie Chloridionen im Porenwasser, als Verhältnis von freien Chlorid- zu Hydroxylionen im Porenwasser oder als Verhältnis des gesamten Chloridgehalts zum Zementgehalt. Korrosion kann nur durch die freien Chloride ausgelöst werden. Deshalb scheint es vernünftig, den kritischen Gehalt an freien Chloridionen im Porenwasser zu bestimmen. Die Abhängigkeit dieses Werts vom pH-Wert führte zum Vorschlag des Verhältnisses von Cl^-/OH^- als Kriterium. Die Bestimmung der Chlorid- und der Hydroxylionenkonzentrationen im Porenwasser ist jedoch schwierig und für den Praxiseinsatz ungeeignet. Auch sind die Konzentrationen feuchtigkeitsabhängig, was die Beurteilung von Bauwerken erschwert. Weiter sind vor allem die physikalisch gebundenen Chloride nicht permanent gebunden. In [9] wird deshalb die Angabe des kritischen Chloridgehalts als Verhältnis des totalen Chloridgehalts zur totalen Pufferkapazität des verfügbaren $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (= Zementgehalt) bevorzugt. Diese Definition hat sich in der Praxis durchgesetzt. In der Regel wird der Gesamtchloridgehalt in M% bezogen auf den Zementgehalt angegeben und der kritische Chloridgehalt wird bauteil- bzw. bauwerksspezifisch unter Berücksichtigung der Betonqualität, der Expositionsbedingungen etc. festgelegt. Grenzkriterium sind signifikante Korrosionserscheinungen. Dabei ist zu beachten, dass die Signifikanz derselben Korrosionserscheinung für verschiedene Situationen bzw. Bauteile und Bauwerke unterschiedlich ist.

2.2.1 Einflüsse auf den kritischen Chloridgehalt

Unterschiedlich fällt der kritische Chloridgehalt aus, wenn er in alkalischen Lösungen bzw. in Zementstein-, Mörtel- oder Betonproben bestimmt wird. Die positive Auswirkung eines guten *Verbundes von Stahloberfläche und Zementstein* im Vergleich zu Stahlstäben in Lösungen wurde schon früh festgestellt [10, 11, 12]. Die Analyse von ausgepresstem Porenwasser hat gezeigt, dass das Absinken des pH-Werts infolge der Hydrolyse der frei gewordenen Eisenionen durch die Pufferkapazität von auskristallisiertem $\text{Ca}(\text{OH})_2$ verhindert wird. Weiter wird nicht nur das Wegdiffundieren von Korrosionsprodukten sondern auch der Nachschub von Chloridionen an die Stahloberfläche durch einen dichten Zementstein auf der Stahloberfläche behindert [11]. Die Korrosionsgeschwindigkeit nahm erst feststellbar zu als an der Stahloberfläche Hohlstellen durch das Auflösen von $\text{Ca}(\text{OH})_2$ entstanden. Nach [11] ist somit die zu Beginn vorhandene Qualität des Verbunds von Zementstein und Stahloberfläche ein massgebendes Kriterium für den kritischen Chloridgehalt. In Anbetracht der Randbedingungen bei der Erstellung von Bauwerken in der Praxis dürfte dieser Einfluss noch wichtiger sein. Auch die Versuche in [12] mit Lösungen, Zementstein-, Mörtel- und Betonproben zeigten, dass die Kontaktzone Stahl/Mörtel entscheidend ist. Während die Anreicherung von Zementstein direkt an der Stahloberfläche positive Auswirkungen hatte, begünstigten lokale Inhomogenitäten die Bildung von lokalen Anoden. Im Zusammenhang mit Inhomogenitäten wurden noch weitere Untersuchungen durchgeführt: Z.B. zum Einfluss der Orientierung der Bewehrungsstäbe bezüglich der Betonierrichtung [13, 14], zum Einfluss der Rippung der Stäbe [12, 13] und zum Einfluss der Lage im Querschnitt sowie von Rissen infolge mechanischer Beanspruchung [14]. In allen Untersuchungen wurde festgestellt, dass die Korrosionsangriffe an den Stellen auftraten, wo der Verbund Stahl/Zementstein gestört war und damit Hohlräume an der Stahloberfläche vorhanden waren. Die verschiedenen Ursachen für die Hohlräume wurden in [14] charakterisiert. Demnach gibt es Hohlräume infolge von Setzungen des Betons unterhalb der in Betonierrichtung oben liegenden, horizontalen Bewehrungsstäbe, infolge von Ablösungen im Bereich von durch Zugspannungen verursachten Rissen und infolge der Inhomogenität des Betons. Hohlräume infolge der ersten beiden Ursachen sind klar lokalisierbar. Demgegenüber sind die Inhomogenitäten des Betons mehr oder weniger zufällig über das ganze Bauteil verteilt. Der Einfluss der Rippung ist vermutlich gering [7].

Der *Einfluss der Stahlqualität und der Behandlung der Oberfläche* wurde unter anderen in [15] untersucht. Mit dem Einsatz von höher legierten CrNi- und CrNiMo-Stählen wird der kritische Chloridgehalt im Vergleich zu normalem Bewehrungsstahl stark erhöht. Je nach Qualität der Walzhaut und der Anfälligkeit des Gefüges für Korrosionsangriffe hat das vorgängige Polieren der Oberfläche eine Erhöhung oder auch eine Verkleinerung des kritischen Chloridgehalts zur Folge [15]. Zum Einsatz von nicht rostenden Stählen liegt ein Sachstandbericht vor [16].

Obwohl der kritische Chloridgehalt in Lösungen abhängig vom pH-Wert ist, wurde in [12] bei nachträglichem Chlorideintrag kein signifikanter Einfluss der *Betonqualität* bzw. des w/z-Werts, des Zementgehalts oder der Zementart und in [9] kaum ein Einfluss der Chloridbindung festgestellt. Vermutlich überdeckt die Qualität des Verbunds von Stahloberfläche und Zementstein in den meisten Untersuchungen die übrigen betontechnologischen Einflüsse.

Die wichtigsten Umwelteinflüsse sind die *Temperatur und die Feuchtigkeit*. Ein Temperaturanstieg führt zur Abnahme des Anteils gebundener Chloride, d.h. bei gleichem Gesamtchloridgehalt zum Anstieg der Konzentration freier Chloride im Porenwasser und damit zu einem kleineren kritischen Gesamtchloridgehalt. Solange an der Stahloberfläche kein Sauerstoffmangel herrscht, nimmt der kritische Chloridgehalt mit zunehmender Feuchtigkeit ab. Bei sehr hoher Feuchtigkeit bzw. in Wasser gesättigtem Beton ist der kritische Chloridgehalt infolge des Sauerstoffmangels wieder relativ hoch [17].

Die direkte oder die nachträgliche Chloridzugabe führt bei Versuchen in Lösungen und vor allem auch mit Mörtel- oder Betonproben zu unterschiedlichen Resultaten.

2.2.2 Publierte Werte

Es wurden verschiedentlich Zusammenstellungen publizierter Werte für den kritischen Chloridgehalt gemacht [9, 13, 18, 19]. Dabei reicht das Spektrum der Werte für den kritischen Gesamtchloridgehalt von der Witterung ausgesetzten Bauwerken von 0.2 bis über 2.0 M%/Zement. Nahezu dieselben Bandbreiten gelten auch für Bauten im Meerwasserbereich und bei Laborversuchen mit Mörtel- und Betonprobekörpern. Auch neuere Resultate aus Laborversuchen variieren stark. Direkt zugegeben wurden die Chloride in [7] und [20], nachträglich aufgesogen wurden sie in [21]. Es resultierten kritische Chloridgehalte von 1.24 bis 3.08 M%/Zement in [4], 0.7 bis 1.0 M%/Zement in [20] und 0.52 bis 0.74 M%/Zement in [21]. Etwas tiefere Werte wurden für sulfatbeständigen Zement in [20] gefunden.

Noch grösser sind die Bandbreiten der publizierten Werte für das kritische Verhältnis der Konzentrationen von Chlorid- und Hydroxylionen im Porenwasser. In [18] bzw. in [12] wurde gezeigt, dass dieses Verhältnis vom pH-Wert abhängig ist.

In [22] wurde die Häufigkeit der Korrosion von britischen Brücken in Funktion des gesamten Chloridgehalts angegeben. Auch in [9] wird darauf hingewiesen, dass es keinen einzelnen Wert für den kritischen Chloridgehalt gibt, sondern die Korrosionswahrscheinlichkeit bei einem gewissen Chloridgehalt zu betrachten ist. In [12, 18] wird die Korrosionswahrscheinlichkeit in Abhängigkeit vom Chloridgehalt angegeben (Bild 2.3). Demnach ist ab einem Chloridgehalt von 0.25 bis 0.75 M%/Zement mit beginnendem Lochfrass, ab 0.85 M%/Zement mit flächigen Angriffen zu rechnen. In [19] wird die Initiierungshäufigkeit in Funktion der freien Chloride dargestellt (Bild 2.4). Die Korrosionswahrscheinlichkeit, die für einen bestimmten Chloridgehalt resultiert, ist unterschiedlich. Sie ist gemäss Bild 2.4 durchwegs tiefer als gemäss Bild 2.3.

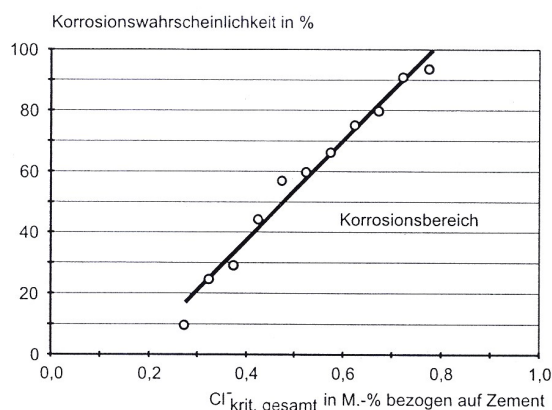
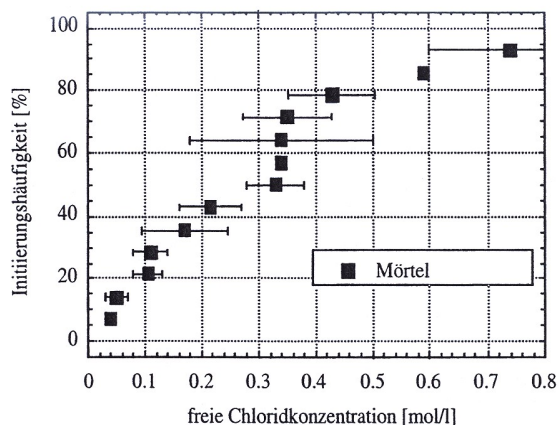


Bild 2.3:
Wahrscheinlichkeit für die Initiierung von Korrosion in Abhängigkeit vom Chloridgehalt, nach [12, 18].



0.05 mol/l entsprechen ca. 0.30 M%/Z.
 0.10 mol/l entsprechen ca. 0.60 M%/Z.
 0.30 mol/l entsprechen ca. 0.80 M%/Z.
 0.50 mol/l entsprechen ca. 1.00 M%/Z.

Bild 2.4: Initiierungshäufigkeit in Abhängigkeit vom Gehalt an freien Chloriden, nach [19].

In [6] wurden an Bauwerken folgende Beobachtungen gemacht:

- Chloridgehalt < 0.4 M%/Zement: keine von Auge sichtbare Korrosion
- Chloridgehalt 0.4 bis 0.6M%/Zement: erste, visuell erkennbare Angriffsstellen
- Chloridgehalt > 0.6 M%/Zement: Lochfrass mit Querschnittsverlust

An der Unterseite der Konsolplatte einer Brücke wurden äusserst kleine Korrosionsgeschwindigkeiten gemessen, obwohl der Chloridgehalt über 1.5 M%/Zement lag. Dies kann einerseits auf den hohen spezifischen elektrischen Widerstand des Betons (tiefe Betonfeuchtigkeit) an der Untersicht zurückgeführt werden. Andererseits ist es bei Bauwerken möglich, dass auch bei Chloridgehalten über dem kritischen Wert an der Stahloberfläche keine Korrosion feststellbar ist, falls es eine stärkere Anode in der Nähe gibt. Die Beobachtungen in [6] stimmen insgesamt gut mit denjenigen in [22] überein. Basierend auf Bauwerksuntersuchungen können damit für die Beurteilung des Korrosionsrisikos folgende allgemeinen Angaben gemacht werden:

- Chloridgehalt < 0.4 M%/Zement: kaum Korrosionsrisiko vorhanden
- Chloridgehalt 0.4 bis 1.0 M%/Zement: Korrosion möglich
- Chloridgehalt 1 bis 2 M%/Zement: Risiko für Korrosion hoch

Im Einzelfall ist das Korrosionsrisiko bei einem bestimmten Chloridgehalt immer abhängig von weiteren Einflüssen wie der Betonqualität, den Expositionsverhältnissen, der Bewehrungsüberdeckung etc. Infolge der grossen Unterschiede der publizierten Werte wurden in verschiedenen europäischen und amerikanischen Normen die Grenzwerte für den kritischen Chloridgehalt eher konservativ mit 0.2 bis 0.5 M% bezogen auf den Zementgehalt festgelegt [z.B. EN 206-1:2000].

2.3 Transportmechanismen von Wasser in Beton

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

2.3.1 Sorption

In einem porösen Baustoff kann zwischen chemisch gebundenem, physikalisch gebundenem sowie freiem Wasser unterschieden werden. Wasser ist im Beton in den bei der Hydratation entstehenden Calciumsilikathydraten und im Calciumhydroxid chemisch gebunden. Durch mehr oder weniger starke van der Waals-Kräfte werden weitere Wassermoleküle physikalisch an die Oberfläche des Zementsteins gebunden. Mit zunehmendem Abstand von der Zementsteinoberfläche werden diese Anziehungskräfte kleiner und die Beweglichkeit der Wassermoleküle grösser, bis von ungebundenem bzw. freiem Wasser gesprochen werden kann. Der Wassergehalt poröser Baustoffe im Kontakt mit Luft hängt von der relativen Luftfeuchtigkeit und von der Temperatur ab. Mit der Zeit stellt sich die Gleichgewichtsfeuchtigkeit für die entsprechende Situation ein. Der Zusammenhang zwischen dem Wassergehalt und der relativen Luftfeuchtigkeit für eine definierte Temperatur wird als Sorptionsisotherme bezeichnet. Ein typischer Verlauf ist in Bild 2.5 dargestellt.

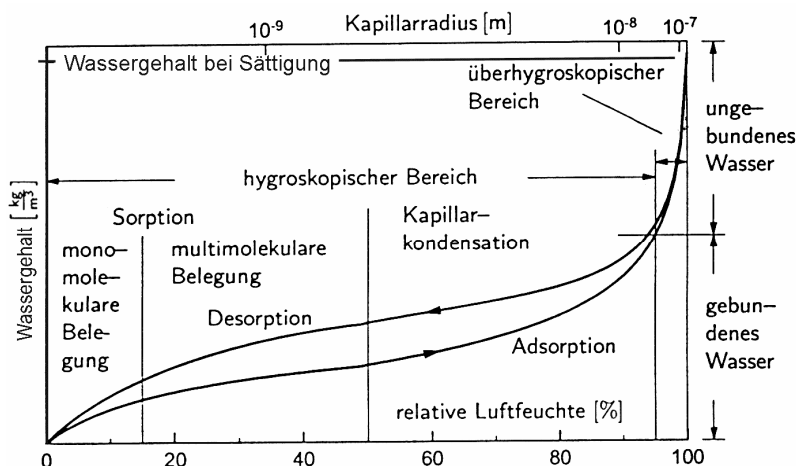


Bild 2.5: Beispiel für eine Sorptionsisotherme von Beton, aus [23].

Die Form der Sorptionsisotherme gibt Hinweise über die Porenradienverteilung im Nanometerbereich. Mit zunehmender Temperatur wird die Sorptionsisotherme infolge der grösseren Mobilität des Wassers und der kleineren Adsorptionskräfte zu tieferen Wassergehalten verschoben. Auch die Geschwindigkeit, mit der sich die Gleichgewichtsfeuchtigkeit einstellt, wird durch die Temperatur beeinflusst. Die Sorptionsisothermen steigen bei der Sättigungsfeuchte von im Porensystem vorhandenen Salzen stark an. Ab 75 % relativer Luftfeuchtigkeit bleiben deshalb in stark chloridhaltigem Beton Poren mit Radien bis zu ca. 100 nm immer gefüllt, bei 90 % relativer Luftfeuchtigkeit ist bereits nahezu Sättigung erreicht und die Austrocknung wird oberhalb der Sättigungsfeuchte stark gebremst.

2.3.2 Wasserdampfdiffusion

Diffusion nennt man alle molekularen Bewegungsvorgänge, bei denen Atome, Ionen oder kleine Moleküle infolge von Teildruck- bzw. Konzentrationsunterschieden wandern. Sie ist abhängig von der Temperatur und vom Druck und tritt in Flüssigkeiten und in Gasen auf. Die Bewegung der Moleküle ist zufällig und gleichmässig in alle Richtungen verteilt, solange keine Konzentrations- oder Partialdruckunterschiede vorhanden sind. Im Zusammenhang mit dem Wasserhaushalt von Beton sind Wasserdampf- und Oberflächendiffusion von Bedeutung. Antrieb für den Transport von Wasserdampf durch Diffusion ist ein Wasserdampfpartialdruck- oder Konzentrationsgefälle. Zur mathematischen Beschreibung übertrug Fick 1855 die Gleichungen für die Wärmeleitung von Fourier auf die Diffusion. Das 1. Fick'sche Gesetz gilt für stationäre Verhältnisse mit zeitlich konstantem Partialdruck- bzw. Konzentrationsgefälle (Gleichung 2.5), das 2. Fick'sche Gesetz für instationäre Verhältnisse mit zeitlich und örtlich variabler Konzentration (Gleichung 2.6). Voraussetzung für die Gleichungen (2.5) und (2.6) ist ein homogenes, isotropes Medium mit einem konstanten Diffusionskoeffizienten.

$$J = -D \frac{dc}{dx} = -\frac{D}{RT} \frac{dp}{dx} \quad \text{Gleichung (2.5)}$$

$$\frac{\partial c(x,t)}{\partial t} = D \frac{\partial^2 c(x,t)}{\partial x^2} \quad \text{Gleichung (2.6)}$$

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

2.3.3 Kondensation und Verdunstung

Die Luft kann nur eine stark von der Temperatur abhängige beschränkte Menge an Wasser in Form von Wasserdampf aufnehmen, bis sie gesättigt ist. Wenn diese Wassermenge überschritten und der vorhandene Wasserdampfdruck grösser als der Sättigungsdampfdruck wird, tritt Kondensation ein. Dies geschieht bei einem Temperaturabfall bei gleich bleibendem Wasserdampfdruck oder bei einer Erhöhung des Wasserdampfdrucks bei gleich bleibender Temperatur [24]. Bei relativen Luftfeuchtigkeiten unter 100 % beginnt freies Wasser zu verdampfen. Dieser Feuchtigkeitstransport aus einem Bauteil oder von einer Flüssigkeitsoberfläche in die Atmosphäre wird mit Verdunstung bezeichnet. Er erfolgt über die Diffusion von Wasserdampf durch die dünne Grenzschicht an der Bauteil- oder Wasseroberfläche. Das treibende Potenzial für den Massentransport ist die Dampfdruckdifferenz zwischen der Bauteiloberfläche und der Luft. Wird sie negativ, läuft die Diffusion in die andere Richtung und es wird Wasser an der Oberfläche abgeschieden (Kondensation). Der Diffusionswiderstand der Grenzschicht, die Temperatur- und die Dampfdruckverhältnisse sind massgebend für Verdunstung und Kondensation. Neben den bereits erwähnten Einflüssen sind auch der

Wind und die Sonneneinstrahlung zu beachten. Im Sommer wird bei hohen Temperaturen der Wasserdampfübergangskoeffizient und damit die Verdunstungsgeschwindigkeit durch Wind stark erhöht. Im Winter wird dieser Effekt durch die gleichzeitige Absenkung der Oberflächentemperatur teilweise kompensiert. Die Sonneneinstrahlung bewirkt eine erhebliche Erhöhung der Oberflächentemperatur und damit der Dampfdruckdifferenz und der Verdunstungsgeschwindigkeit.

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

2.3.4 Kapillarer Wassertransport

In direktem Kontakt zu einer Flüssigkeit nehmen poröse Feststoffe die Flüssigkeit infolge von Kapillarkräften auf, solange sie noch nicht gesättigt sind. Die Kapillarität lässt sich anschaulich am Verhalten von Flüssigkeiten in engen Zylindern, so genannten Kapillaren, darstellen. Wird eine Kapillare vertikal in eine benetzende Flüssigkeit gestellt, so steigt die Flüssigkeit in der Kapillare über das Flüssigkeitsniveau im Gefäss empor (Bild 2.6). Wird die Kapillare in eine nicht benetzende Flüssigkeit eingetaucht, so wird der Spiegel in der Kapillare unter das Niveau von ausserhalb gedrückt.

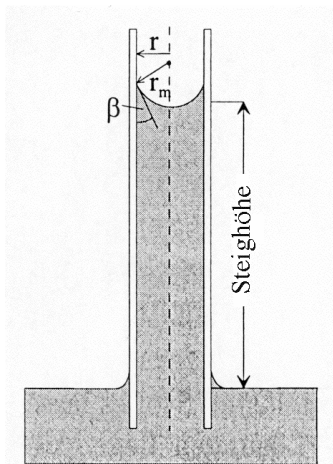


Bild 2.6:
Wirkung der Kapillarkraft auf eine benetzende Flüssigkeit.

Die Ursache für diese Erscheinung sind die Grenzflächenspannungen zwischen den drei verschiedenen Phasen: der Kapillare, der Flüssigkeit und der Luft. Die Oberfläche Wasser-Luft kann man sich als dünne Membran vorstellen, die unter einer Zugspannung – der Oberflächenspannung – steht. Die Oberflächenspannung entsteht durch das Ungleichgewicht der Anziehungskräfte auf die Wassermoleküle, die an der Oberfläche liegen. Die Resultierende der angreifenden Kräfte zeigt nach innen. Die Oberflächenspannung ist überall und in allen Richtungen gleich gross. Die Grenzflächenspannung ist vor allem abhängig vom Zustand der beiden angrenzenden Medien (Verschmutzungen, Vorbehandlungen etc.). Im Fall der Kapillare treffen drei Grenzflä-

chenspannungen entlang der Wasserlinie aufeinander und es stellt sich ein Randwinkel ein, der von den Grenzflächenspannungen abhängig ist, Gleichung (2.7), (Bild 2.7).

$$\cos \beta = \frac{\sigma_{F,L} - \sigma_{F,W}}{\sigma_{W,L}} \quad \text{Gleichung (2.7)}$$

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

Mineralische und metallische Oberflächen haben eine sehr grosse Oberflächenspannung gegen Luft. Gleichung (2.7) kann in diesem Fall nicht mehr erfüllt werden, der Randwinkel wird Null und die Wasserlinie wandert nach links. Derartige Baustoffoberflächen sind vollständig benetzbar. Nicht benetzbar sind Oberflächen, die einen Randwinkel $> 90^\circ$ bilden (Bild 2.7, rechts).

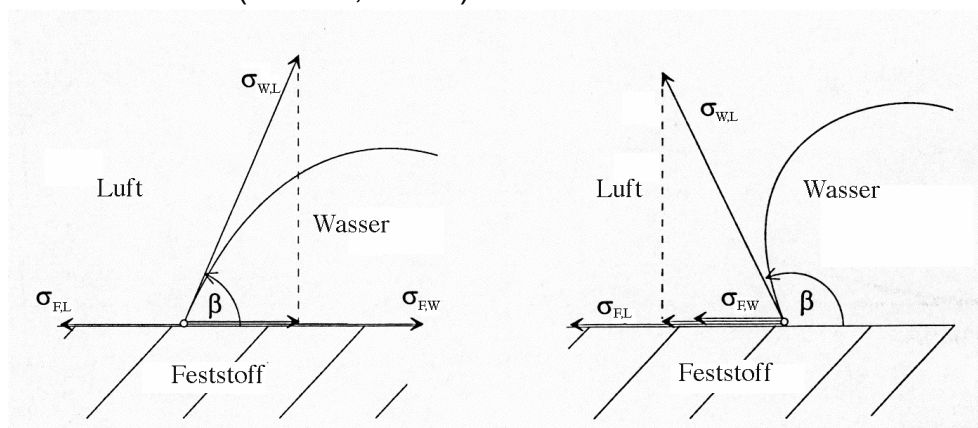


Bild 2.7: Kontaktwinkel einer benetzenden (links) und einer nicht benetzenden (rechts) Flüssigkeit.

In einer Kapillare bildet sich demnach der Randwinkel aus, der den vorhandenen Oberflächenspannungen entspricht und eine Krümmung der Grenzfläche Wasser-Luft bewirkt. Die Betrachtung des Gleichgewichts an der Grenzfläche ergibt den erzeugten Kapillardruck (1. Laplace'scher Satz, Gleichung 2.8). Der Kapillardruck nimmt demnach zu mit abnehmendem Radius.

$$p_{Luft} - p_{Wasser} = p_K = \cos \beta \frac{2\sigma_{W,L}}{r} \quad \text{Gleichung (2.8)}$$

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

Ein positiver Kapillardruck führt zu einem Unterdruck im Wasser und damit zum Ansteigen des Wassers in der Kapillare. Die maximale Steighöhe ist erreicht, wenn das Gewicht des Wassers in der Kapillare dem Kapillardruck entspricht, Gleichung (2.9).

$$H = \frac{2}{r} \frac{\sigma_{w,l}}{g \rho_w} \cos \beta \quad \text{Gleichung (2.9)}$$

mit H maximale Steighöhe [m]
 ρ_w Dichte von Wasser [kg/m^3]
 g Erdbeschleunigung [m/s^2]

Die Bewegung des Meniskus beim kapillaren Saugen wird durch die Gleichung von Navier-Stokes beschrieben. Ihre Vereinfachung für eine vertikale Kapillare ergibt Gleichung (2.10) für die Steiggeschwindigkeit und für die Eindringtiefe deren Lösung (2.11) [26, 27]. Eindringtiefe und Geschwindigkeit nehmen zu mit zunehmendem Radius und abnehmender Viskosität, d.h. mit zunehmender Temperatur.

$$\frac{dx}{dt} = \frac{r^2}{8\eta x} \frac{2\sigma_{w,l}}{r} \quad \text{Gleichung (2.10)}$$

$$x(t) = \sqrt{\frac{\sigma_{w,l} r}{2\eta}} \sqrt{t} \quad \text{Lösung (2.11)}$$

mit $\frac{dx}{dt}$ Steiggeschwindigkeit [m/s]
 $x(t)$ Eindringtiefe [m]
 η dynamische Viskosität des Wassers [Ns/m^2]
 t Zeit [s]

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

Im Gegensatz zur zylindrischen Kapillare besteht Zementstein aus einem Porensystem mit unterschiedlichsten Durchmessern und unterschiedlichster Geometrie. Trotzdem hat es sich als nützlich erwiesen, das Zylindermodell anzuwenden. Für den Kapillartransport im Beton sind die Poren mit Radien von 2 bis 100 μm sehr wichtig, da die maximale Steighöhe innerhalb von einem Tag erreicht wird. Die verschiedenen Sauggeschwindigkeiten führen dazu, dass sich die gröbereren Poren schneller füllen als die feinen und sich deshalb keine scharfe Wasserfront ausbildet. Die kapillare Wasseraufnahme in Beton erfolgt demnach vor allem über die gröbereren Poren, z. B. in der sehr porösen Kontaktzone Zuschlag-Zementstein. Bei der anschliessenden Umverteilung saugen die kleineren Poren die grösseren leer, bis alle Poren bis zu einem bestimmten Durchmesser gefüllt sind.

Einflüsse auf das kapillare Aufsaugen

Aus Lösung (2.11) folgt eine zu $\sqrt{\sigma_{w,L}/\eta}$ proportionale Zunahme der Eindringtiefe bei der kapillaren Aufnahme für Flüssigkeiten, die dem \sqrt{t} -Gesetz gehorchen. Bei Wasser wurden allerdings Abweichungen festgestellt [28]. Den Parametern des Versuchs entsprechend, muss somit die Veränderung der Oberflächenspannung und der Viskosität der aufgesogenen Lösung beurteilt werden:

- Die Viskosität nimmt mit zunehmender Temperatur schneller ab als die Oberflächenspannung. Insgesamt resultiert demnach eine Zunahme der Flüssigkeitsaufnahme mit zunehmender Temperatur [29].
- NaCl im Wasser führt zu einer überproportionalen Zunahme der Viskosität mit der NaCl-Konzentration, während die Zunahme der Oberflächenspannung proportional verläuft. Insgesamt resultiert für höhere Konzentrationen (ab etwa 5 M%) eine Abnahme der Wasseraufnahme [30]. Meist wurde kein Unterschied im Aufsaugverhalten von Salzlösungen festgestellt. In [31] wird jedoch von einer verstärkten Abweichung vom \sqrt{t} -Gesetz geschrieben.

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

Bei der Versuchsdurchführung ist der starken Abhängigkeit der Wasseraufnahme von der Feuchtigkeit und vom Feuchtigkeitsgradienten Rechnung zu tragen. Die Aufnahmekoeffizienten verschiedener Untersuchungen variieren infolge der unterschiedlichen Vorkonditionierung stark und können kaum verglichen werden. Innerhalb der ersten 24 h kann auch für die Aufnahme von Wasser das \sqrt{t} -Gesetz angewendet werden. Die so bestimmten Wasseraufnahme- bzw. Wassereindringkoeffizienten sind für die Beurteilung von Bauwerkssituationen genügend aussagekräftig.

2.3.5 Kombination verschiedener Mechanismen

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

Für die Wasseraufnahme aus der Dampfphase bei zunehmender Luftfeuchtigkeit hat Rose in [32] sechs verschiedene Stadien unterschieden (Bild 2.8). In einem sehr trockenen Baustoff wird zunächst aller eindringende Wasserdampf sofort an den Porenwänden adsorbiert (Stadium A). Sobald die Porenwände mit einer oder mehreren

Molekülschichten belegt sind, ist der Porenraum für Wasserdampf diffundierbar (Stadium B). Die Dicke des adsorbierten Wasserfilms steht im Gleichgewicht mit der relativen Luftfeuchtigkeit der Porenluft. Im Stadium C werden kleinste Poren durch Kapillarkondensation mit flüssigem Wasser gefüllt, während in den grösseren Poren Wasserdampf und an den Wänden adsorbiertes Wasser vorhanden sind. In den grösseren Poren erfolgt der Wassertransport durch Diffusion von Wasserdampf und in den Engpässen durch Flüssigwassertransport, der insgesamt die Transportleistung erhöht. Im Stadium D ist die Schicht an den Porenwänden genügend dick, dass Oberflächendiffusion und damit ein kontinuierlicher Wassertransport in der Flüssigphase möglich ist. Bei weiter zunehmenden Schichtdicken bildet sich zuerst eine ungesättigte (Stadium E), bei vollständig gefüllten Poren eine gesättigte Strömung aus (Stadium F). Der Wassertransport unterliegt in trockenen Verhältnissen vor allem den Gesetzen der Wasserdampfdiffusion, im extrem feuchten Zustand dem Darcy'schen Gesetz für die Strömung.

Betonbauteile sind meist direkt flüssigem Wasser in Form von Kontakt- oder Spritzwasser ausgesetzt. Die Wasseraufnahme erfolgt in diesem Fall in erster Linie durch das kapillare Saugen (Kapitel 2.2.4). Der Wasserhaushalt von Beton unter wechselnder Spritzwasserbeanspruchung wird deshalb geprägt durch den Wechsel von rascher kapillarer Wasseraufnahme und langsamem Austrocknen durch Verdunstung und Diffusion. Die Saugfähigkeit hängt davon ab, wie gross das leere Porenvolumen der Kapillaren und der Makrokapillaren ist. Die Leistungsfähigkeit der Transportmechanismen ist am grössten beim Kapillartransport, am kleinsten bei der Diffusion, und diejenige der Verdunstung liegt dazwischen.

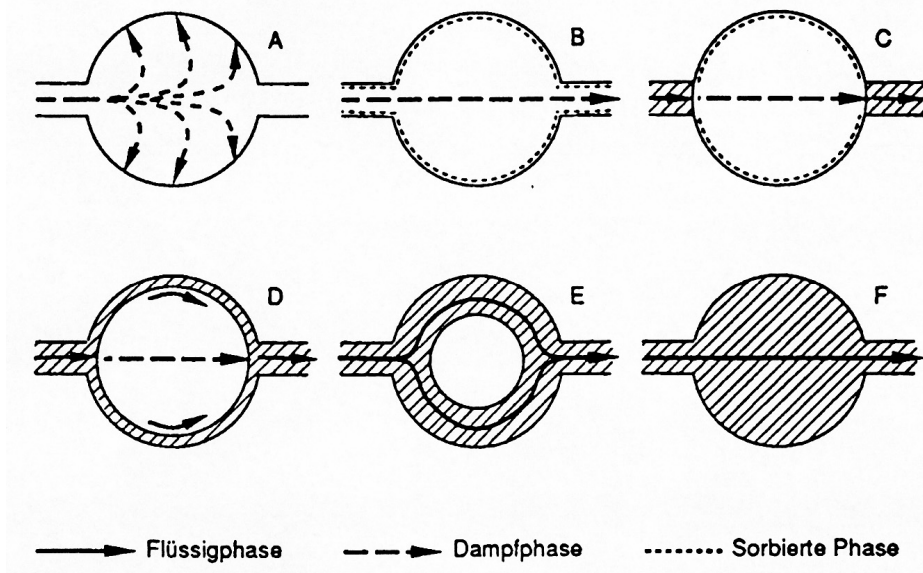


Bild 2.8: Wasseraufnahme aus der Dampfphase eines porösen Systems nach Rose [32].

2.4 Chloride im Beton: Speicherung und Transport

Chloride werden durch verschiedene Mechanismen im Beton transportiert und gespeichert. Ein Teil wird durch chemische Bindung und Adsorption gespeichert und die freien Chloride werden durch Kapillartransport, Diffusion und Migration transportiert. Für den Transport von Chloriden ist Wasser notwendig.

2.4.1 Chloridbindung

Chloride liegen chemisch oder physikalisch gebunden sowie frei im Beton vor. Es ist stets ein Gleichgewicht von gebundenen und freien Chloriden vorhanden. Die chemische Bindung unter Bildung von Friedel'schem Salz erfolgt vor allem durch die Aluminatphasen im Zementstein. Das Friedel'sche Salz ist im Porenwasser bis zu hohen Temperaturen stabil [33, 34]. Durch die Karbonatisierung wird es jedoch zersetzt und die Chloride werden wieder frei [34]. In verringertem Mass können Chloride auch in den Calciumsilikathydratphasen chemisch gebunden werden.

Die physikalische Bindung erfolgt durch Adsorption infolge von van der Waals-Kräften in der elektrochemischen Doppelschicht an der Oberfläche aller Phasen im Zementstein [35, 36]. Es kann gezeigt werden, dass weder die chemischen noch die physikalischen Chloridbindungen stabil sind und dass die Anzahl der Reaktionsstellen für physikalische Bindungen an den verschiedenen Zementsteinphasen weit grösser ist als diejenige für chemische Bindungen [37]. Deshalb wird der nachträgliche Chlорideintrag wesentlich durch die physikalische Adsorption an der grossen inneren Oberfläche des Zementsteins und die Dichte der Reaktionsstellen an dieser Oberfläche geprägt [36]. Die Stabilität der Bindungen ist pH-abhängig [38, 39] und wird durch Änderungen der Zusammensetzung des Porenwassers, der Temperatur und der Feuchtigkeit im Porensystem beeinflusst: Die Bindungskapazität wird verringert durch Karbonatisierung des Betons [34] und durch die Anwesenheit von Sulfationen im Porenwasser [34]. Unabhängig von der Zementart wird ein grösserer Anteil gebunden bei CaCl_2 wie bei NaCl [36]. Weitere Einflüsse wie die Konzentration der Salzlösung, der Hydratationsgrad und die Temperatur wurden ebenfalls untersucht.

Der Anteil der gebundenen Chloride wird meist als Differenz des Anteils freier Chloride zum Gesamtchloridgehalt bestimmt. Je nach Methode bei der Bestimmung des Anteils freier Chloride resultieren aber unterschiedliche Ergebnisse [40]. Zusammen mit der Dynamik der Chloridadsorption in Abhängigkeit von den äusseren Randbedingungen führt dies zu sehr unterschiedlichen Angaben des Anteils gebundener Chloride am Gesamtchloridgehalt.

2.4.2 Kapillartransport (Huckepack)

Im Fall des Kapillartransports wird oft auch von Huckepacktransport gesprochen, da in erster Linie das Wasser dem Kapillartransport unterliegt und die im Wasser gelösten Chloride lediglich mittransportiert werden. Der kapillare Wassertransport wird durch die anwesenden Chloride nur leicht beeinflusst. Höhere Konzentrationen haben infolge veränderter Wassereigenschaften eine eher kleinere Wasseraufnahme zur Folge. Der Chloridtransport wird dagegen nicht nur durch den kapillaren Wassertransport bestimmt, sondern zusätzlich noch stark beeinflusst durch Konzentrationsunterschiede

und andere im Wasser vorhandene Ionen. Auch werden chemisch oder physikalisch gebundene Chloride zumindest zeitweise nicht weitertransportiert.

Der Transport von Chloriden via Huckepack ist im Vergleich zur Diffusion viel schneller und der Einfluss des w/z-Werts auf die Transportgeschwindigkeit viel grösser [27]. In vielen Untersuchungen wurde festgestellt, dass die Chloridfront immer hinter der Wasserfront liegt und flacher verläuft [2, 27, 41]. Dieser Retardierungseffekt wurde unter anderem auf die chemische und physikalische Bindung der Chloride zurückgeführt. Bereits in [41] wurde festgestellt, dass die Verzögerung des Eindringens der Chloride in poröseren oder karbonatisierten Betonen weniger ausgeprägt ist.

Bei Betonbauwerken der Verkehrsinfrastruktur, die chloridhaltigem Spritzwasser ausgesetzt sind, findet der Eintrag der Chloride vor allem durch den Huckepacktransport während grossen kapillaren Wasseraufnahmen statt [3].

2.4.3 Diffusion

Als Antrieb für die Diffusion von Chloridionen im Wasser müssen Konzentrationsunterschiede vorhanden sein. Reine Diffusion ist nur bei vollkommen gesättigtem Beton, das heisst bei permanent im Wasser eingetauchten Bauteilen möglich, deren Chloridbindekapazität ausgeschöpft ist. Im ungesättigten Beton sind Wassergehaltsunterschiede vorhanden, die einen kapillaren Wasser- und damit auch Chloridtransport zur Folge haben und zusätzlich wird die Diffusion beeinflusst durch die Chloridbindung. Unter der Annahme eines isotropen, homogenen Mediums und damit eines konstanten Diffusionskoeffizienten wird auch die Diffusion von Chloriden im Beton mit dem 1. und dem 2. Fick'schen Gesetz beschrieben (Gleichungen 2.5 und 2.6). Grundgleichungen und Lösungen für verschiedenste Problemstellungen, Anfangs- und Randbedingungen und auch für inhomogene Medien mit orts- und konzentrationsabhängigen Diffusionskoeffizienten wurden in [42] hergeleitet und zusammengestellt: z.B. Berücksichtigung von zeitabhängigen Oberflächenkonzentrationen, tiefenabhängigen Anfangsverteilungen, Schichten mit unterschiedlichen Diffusionskoeffizienten, konzentrationsabhängigen Diffusionskoeffizienten und einer chemischen oder physikalischen Bindung mit verschiedenen Ansätzen für die Adsorptionsisotherme. Die am weitesten verbreitete Lösung (2.12) der Gleichung (2.6) resultiert mit folgenden Rand- und Anfangsbedingungen:

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

$$c(x,t) = C_0 \operatorname{erfc} \left[\frac{x}{2\sqrt{D_{\text{eff}} t}} \right] \quad \text{Lösung (2.12)}$$

mit

$c(x,t)$	Chloridkonzentration in Tiefe x zur Zeit t [M%/Zement]
C_0	Oberflächenkonzentration [M%/Zement]
D_{eff}	effektiver Diffusionskoeffizient [m^2/s]
x	Abstand von der Oberfläche [m]
t	Zeit [s]

Bei Bauwerken der Verkehrsinfrastruktur werden durch Diffusion vor allem im Beton vorhandene Chloride weitertransportiert und umverteilt [3].

2.4.4 Migration

Die Bewegung von Ionen im elektrischen Gleichspannungsfeld wird mit Migration bezeichnet. Die Wanderung der Chloridionen durch den Beton hindurch wird im elektrischen Gleichspannungsfeld im Vergleich zur Diffusion stark beschleunigt. Diese Tatsache wird benutzt bei den beschleunigten Verfahren zur Bestimmung des Diffusions- bzw. des Migrationskoeffizienten und den elektrochemischen Instandsetzungsverfahren.

2.5 Spezifischer elektrischer Widerstand und spezifische elektrische Leitfähigkeit

Der spezifische elektrische Widerstand von Beton wird hauptsächlich durch die spezifische elektrische Leitfähigkeit, die Menge sowie durch die Verteilung des Porenwassers im Porensystem und die Temperatur beeinflusst. Die reziproke Grösse zum spezifischen elektrischen Widerstand ist die spezifische elektrische Leitfähigkeit, Gleichung (2.13).

$$\sigma = \frac{1}{\rho} \quad \text{Gleichung (2.13)}$$

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

2.5.1 Abhängigkeit der Leitfähigkeit der Porenlösung von der Zusammensetzung

Die elektrische Leitfähigkeit von Lösungen ist von den Konzentrationen der verschiedenen darin enthaltenen Ionen, deren Wertigkeiten und deren Beweglichkeiten abhängig. Für kleine Konzentrationen gilt für die Leitfähigkeit Gleichung (2.14). Bei hohen Konzentrationen führen elektrostatische Wechselwirkungen zwischen den Ionen zu einer eingeschränkten Ionenbeweglichkeit [43].

$$\sigma = F \sum_i c_i v_i |z_i| \quad \text{Gleichung (2.14)}$$

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

2.5.2 Temperaturabhängigkeit der Leitfähigkeit von Lösungen

Die Beweglichkeit von Ionen ist umgekehrt proportional zur Viskosität des Lösungsmittels. Diese nimmt mit steigender Temperatur ab, was zu einer Zunahme der Leitfähigkeit mit zunehmender Temperatur führt [43]. Die Temperaturabhängigkeit der Viskosität wird mit einem Arrheniusansatz beschrieben (2.15). Daraus ergibt sich auch für die Beschreibung der Temperaturabhängigkeit der Leitfähigkeit von Lösungen ein Arrheniusansatz (2.16). Eine starke Temperaturabhängigkeit kommt mit einem hohen b -Wert zum Ausdruck.

$$\eta = N e^{\left(\frac{E_a}{RT}\right)} \quad \text{Ansätze (2.15) und (2.16)}$$

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

mit η Viskosität der Lösung [kg/m/s]
 N Konstante [kg/m/s]

E_a	Aktivierungsenergie [J/mol]
R	allgemeine Gaskonstante [J/mol/K]
T	absolute Temperatur [K]
T_0	Bezugstemperatur [K]
σ_0	spezifische elektrische Leitfähigkeit bei der Bezugstemperatur T_0 [S/m]
b	b -Wert zur Berücksichtigung der Temperaturabhängigkeit [K]

2.5.3 Einfluss der Betonqualität auf den spezifischen elektrischen Widerstand

Die Betonqualität beeinflusst den spezifischen elektrischen Widerstand einerseits über die Porosität und die Durchgängigkeit des Porensystems und andererseits über die Zusammensetzung des Porenwassers. So nimmt bei gesättigten Verhältnissen der spezifische elektrische Widerstand mit zunehmendem w/z -Wert ab, bei trockeneren Verhältnissen zu [44, 3]. Die Zusammensetzung der Porenlösung hängt ab von der Zementart und den verwendeten Zusatzstoffen, dem Chloridgehalt, der Karbonatisierung und dem Betonalter [45]. Mit dem Einsatz von Zusatzstoffen wird der spezifische elektrische Betonwiderstand erhöht [46, 3]. Mit zunehmendem Anteil des Zementsteins nimmt der spezifische elektrische Widerstand ab [47].

2.5.4 Einfluss der Feuchtigkeit auf den spezifischen elektrischen Widerstand von Beton

Mit zunehmendem Wassergehalt nimmt der spezifische elektrische Widerstand des Betons ab bzw. die spezifische elektrische Leitfähigkeit zu, wobei ab einem gewissen Wassergehalt (Schwellenwert) die Zunahme der Leitfähigkeit sehr ausgeprägt ist [3]. Dies wird in [47, 45] darauf zurückgeführt, dass das Wasser in den Gelporen nichts zur elektrischen Leitfähigkeit beiträgt.

Trocknet der Beton aus, bleibt die noch vorhandene Feuchtigkeit in immer kleineren Poren zurück und bildet keine durchgehenden Wasserfilme mehr. Dies führt vermutlich zum ausgeprägten Anstieg des spezifischen elektrischen Widerstands, sobald eine gewisse Feuchtigkeit unterschritten wird. Weiter wird die Beweglichkeit der Ionen im Wasser durch Wechselwirkungen immer mehr behindert. Die Aktivierungsenergie der Ionen und damit die Viskosität des Porenwassers nehmen zu bzw. dessen Leitfähigkeit nimmt ab. Die Zunahme der Konzentration der Ionen infolge der Austrocknung hat demgegenüber einen gegenteiligen Effekt auf die Leitfähigkeit.

Die Abhängigkeit des spezifischen elektrischen Widerstands vom Wassergehalt des Betons kann zur Untersuchung des Wasserhaushalts eines Betons genutzt werden [3, 48, 49, 50].

2.5.5 Der Einfluss der Temperatur auf den spezifischen elektrischen Betonwiderstand

Für die Beschreibung der Temperaturabhängigkeit der spezifischen elektrischen Leitfähigkeit wird Ansatz (2.16) herangezogen (Kapitel 2.5.2). Für den spezifischen elektrischen Widerstand resultiert dem zufolge Ansatz (2.17).

$$\rho = \rho_0 e^{b\left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0}\right)} \quad \text{Ansatz (2.17)}$$

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

Der b -Wert ist abhängig von der Betonfeuchtigkeit [6, 47, 3] und nimmt ab mit zunehmendem Wassergehalt. In verschiedenen Laboruntersuchungen wurde der b -Wert von sehr feuchten Betonen mit 1500 bis 2000 K, von eher trockenen Betonen mit 3000 bis 5000 K bestimmt. Im Vergleich zum für Porenlösungen bestimmten Wert von 1750 K [47] kommt bei den Werten für Betone der Einfluss des Porensystems zum Ausdruck. Unter gesättigten Verhältnissen nähert sich der b -Wert von Beton demjenigen von Porenlösungen. Trocknet der Beton aus, hat die Zunahme der Aktivierungsenergie auch eine Zunahme des b -Werts zur Folge, da dieser proportional zu E_a/R ist.

2.6 Messung des elektrischen Widerstands vor Ort

2.6.1 Online-Monitoring

Das eingesetzte Datenerfassungssystem (Datenlogger) und die Sensortechnik wurden am IBWK entwickelt [6]. Eine Einheit des Datenerfassungssystems ermöglicht die Aufzeichnung von 32 Spannungen, 24 Widerständen, 8 Stromstärken und 5 Hilfsgrößen (Temperaturen, relative Luftfeuchtigkeit, Wind etc.). Das Messintervall kann flexibel gewählt werden und beträgt im Minimum eine Minute. Die Potenziale der eingebauten Sensoren, Referenzelektroden und elektrisch isolierten Stäbe werden als Potentialdifferenz zum allgemeinen Bewehrungsnetz gemessen und die Strommessung erfolgt ebenfalls zwischen den elektrisch isolierten Stäben und dem Bewehrungsnetz. Mit einer Logger-Einheit werden Potentialdifferenzen und Ströme verschiedener Sensoren gegen das gleiche allgemeine Bewehrungsnetz gemessen. Für Messungen in Bauteilen die nicht vermascht sind, ist somit der Einsatz mehrerer Logger notwendig. Widerstände werden jeweils zwischen zwei Sensoren oder als Ausbreitwiderstand der elektrisch isolierten Stäbe zur Bewehrung gemessen.

Auch der eingesetzte kombinierte Chlorid- und Widerstandssensor wurde am IBWK entwickelt [19, 6]. Er besteht aus einem mit Silberchlorid beschichteten Silberdraht, der im hinteren Bereich in einem nicht rostenden Rohr liegt. Die elektrische Isolation gegen das Rohr und die Abdichtung gegen eindringendes Wasser werden durch einen Teflonschlauch, Epoxidharzabdichtungen und einen Schrumpfschlauch erzielt (Bild 2.9). Die beiden elektrischen Anschlüsse an den beschichteten Silberdraht und das nicht rostende Rohr ermöglichen die Messung der Potentialdifferenz des Sensors zum Bewehrungsnetz und die Widerstandsmessung vom nicht rostenden Rohr eines Sensors zum nächsten. Der Sensor wurde im Labor gegen eine Kalomelektrode kalibriert [19]. Da diese für den Einsatz in Beton nicht geeignet ist, wurde in [6] eine Manganoxidelektrode eingesetzt und deren Potentialdifferenz ebenfalls zum Bewehrungsnetz gemessen. Die Manganoxidelektrode hat sich als Referenzelektrode bewährt. Messungen vor Ort sind starken Temperaturschwankungen unterworfen. Um den Einfluss der Temperatur kompensieren zu können, wurde die Temperaturabhängigkeit des Sensors und der Manganoxidelektrode im Labor untersucht [6].

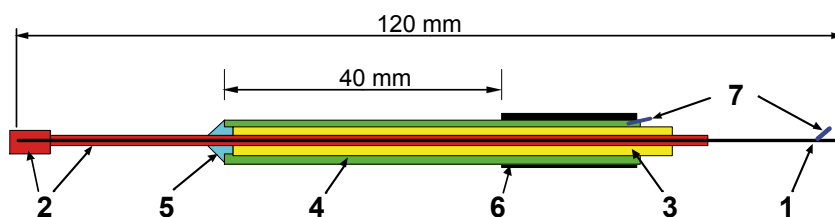


Bild 2.9: Kombiniertes Chlorid- und Widerstandssensor, nach [19].

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

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

2.6.2 Messung des elektrischen Widerstands und Kompensation der Temperatur

Widerstandsmessungen können grundsätzlich mit Gleich- oder Wechselspannung durchgeführt werden. Bei Gleichspannung entstehen jedoch Polarisierungseffekte an den Elektroden, was zu verfälschten Resultaten führt. Durch die Messung mit Wechselspannung (Impedanzmessung) kann dieser Effekt vermieden werden. Allerdings ist das Auftreten von Kapazitäten dabei möglich, welche Phasenverschiebungen zwischen Spannung und Strom und damit eine frequenzabhängige Impedanz zur Folge haben. Wird die Impedanzmessung von Beton in einem Frequenzbereich von 10^2 bis 10^5 Hz durchgeführt, gibt es keine Phasenverschiebung und die Impedanz ist frequenzunabhängig (reiner Ohm'scher Widerstand) [47]. Um Elektrodenprozesse auszuschalten ist es sinnvoll 4-Punkt-Messungen an Stelle von 2-Punkt-Messungen durchzuführen.

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

Der elektrische Widerstand vor Ort ist stark von der Temperatur abhängig (Ansatz 2.17). Um Veränderungen des Wassergehalts vor Ort ermitteln zu können, muss deshalb der Einfluss der Temperatur kompensiert werden. Dazu muss für den b -Wert, der die Temperaturabhängigkeit beschreibt, eine Annahme getroffen werden (Kapitel 2.5.5). Er kann aber auch rechnerisch mit einer linearen Regression abgeschätzt werden, falls die Messung des elektrischen Widerstands in kleinen Messintervallen erfolgt [6, 3]. Mit dem b -Wert werden schliesslich die gemessenen elektrischen Widerstände für die gewählte Bezugstemperatur T_0 berechnet. Verbleibende Schwankungen dieser temperaturkompensierten elektrischen Widerstände können hauptsächlich auf Änderungen des Wassergehalts zurückgeführt werden.

3 Versuchsstand und Untersuchungskonzept

Der Naxbergtunnel liegt auf rund 1000 m über Meer. Im Winter kann die Temperatur weit absinken und es sind ergiebige Schneefälle mit entsprechenden Streusalzeinsätzen zu verzeichnen, während die Temperatur im Sommer je nach Wetterlage 30 °C erreicht. Im Tal ist oft starker Wind in Nord-Süd-Richtung zu verzeichnen, der im Tunnel durch den Fahrtwind verstärkt wird.

3.1 Versuchsstand

Der Versuchsstand wurde im Portalbereich der Tunnelröhre Richtung Süd im seitlichen Ortbetongewölbe angeordnet. Er besteht aus einer Nische im neuen Ortbetongewölbe (4.00 x 2.50 m² gross und 180 mm tief), die Platz bietet für 32 Versuchsplatten (500 x 600 x 100 mm). Die Platten sind je mit vier Verbundankern aus nicht rostendem Stahl befestigt. Um zu verhindern, dass Wasser in den rund 80 mm tiefen Hohlraum hinter den Platten eindringt, sind die Fugen zwischen den Platten mit Fugenkitt abgedichtet. Sämtliche elektrischen Anschlüsse aller in die Platten eingebauten Sensoren wurden in die Messnische neben den Versuchsplatten geführt, wo ein Teil an Datenlogger angeschlossen wurde [3]. Die Messgrössen der übrigen Anschlüsse wurden von Hand erfasst. Bild 3.1 gibt einen Überblick über den Versuchsstand. Um die Daten ohne Störung des Verkehrs aus den Datenerfassungsgeräten abzufragen, wurde ausserhalb des Tunnels beim Widerlager der Reussbrücke Schöni eine Auslesestelle geschaffen.



Bild 3.1: Versuchsstand im Naxbergtunnel (Querschnitt und Ansicht).

3.2 Untersuchte Materialien

Im Versuchsstand wurde das Verhalten von fünf Betonsorten und vier Stahlqualitäten untersucht (Tabelle 3.1). Die Betonsorten wurden zuvor im Labor mit verschiedenen Methoden geprüft und verglichen [51]. Bei den verschiedenen Platten wurden folgende Untersuchungsschwerpunkte gesetzt:

- Untersuchung der fünf verschiedenen Betonqualitäten im Hinblick auf den Wasserhaushalt und den Chlorideintrag in den Reihen D bis H. Die Veränderung infolge der Applikation einer Hydrophobierung auf den Referenzbeton war Thema in den Platten A1 und A2 im Vergleich zu den Platten H1 und H2.
- Wie weit sich verbesserte Stahlqualitäten im Vergleich zu normalem Baustahl in normalem Beton bewähren, war das Untersuchungsthema der Platten B1, B2, C1 und C2.
- In welchem Mass die Korrosionsgeschwindigkeit durch eine Hydrophobierung reduziert werden kann, wurde in den Platten A3 und A4 (mit Hydrophobierung) sowie B3 und B4 (ohne Hydrophobierung) untersucht. Der Beton dieser Platten wurde vorgängig durch die Zugabe von NaCl zum Anmachwasser teilweise verseucht.
- In den Platten C3 und C4 wurde untersucht, ob in chloridverseuchtem Beton die normale mit einer verzinkten Bewehrung kathodisch geschützt werden kann.
- Das Korrosionsverhalten der verschiedenen Stahl- in Kombination mit den verschiedenen Betonqualitäten wurde als sekundäres Thema in den Reihen D bis H untersucht.
- In allen Versuchsplatten war die Bewehrungsüberdeckung variabel um auch deren Einfluss zu erfassen.

Nach Abschluss der Arbeiten oder nach Vorliegen genügender Resultate einzelner Reihen können in einem späteren Zeitpunkt, einzelne Platten oder ganze Reihen mit verschiedenen Massnahmen instand gesetzt oder auch ersetzt werden.

Tabelle 3.1: Untersuchte Beton- und Stahlqualitäten. Die Überdeckungen der verschiedenen Stähle sind variabel (10 bis 40 mm).

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

3.3 Instrumentierung und Messgrößen

Die Versuchsplatten wurden mit kombinierten Widerstand- und Chloridsensoren [19] sowie mit elektrisch isolierten Bewehrungsstäben in unterschiedlicher Stahlqualität und mit variablen Überdeckungen instrumentiert. Bild 3.2 zeigt die Instrumentierung der untersten Platte jeder Betonqualität (Platten Nr. D1 bis H1) sowie der Platten Nr. H3, F3 und D3. Die übrigen Platten enthalten nur elektrisch isolierte Stäbe aus normalem Baustahl mit unterschiedlichen Überdeckungen und das Bewehrungsnetz zur Rückseite hin. Die Sensorleiter (Bild 3.2, rechts) wurde so befestigt, dass der erste Sensor 5 mm überdeckt ist und mit den weiteren Sensoren die ersten 40 mm in 5 mm-Schritten erfasst werden können. Mit der zweiten Leiter werden nur die Widerstände in 10 mm-Schritten in den ersten 80 mm erfasst (Bild 3.2, links).

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

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

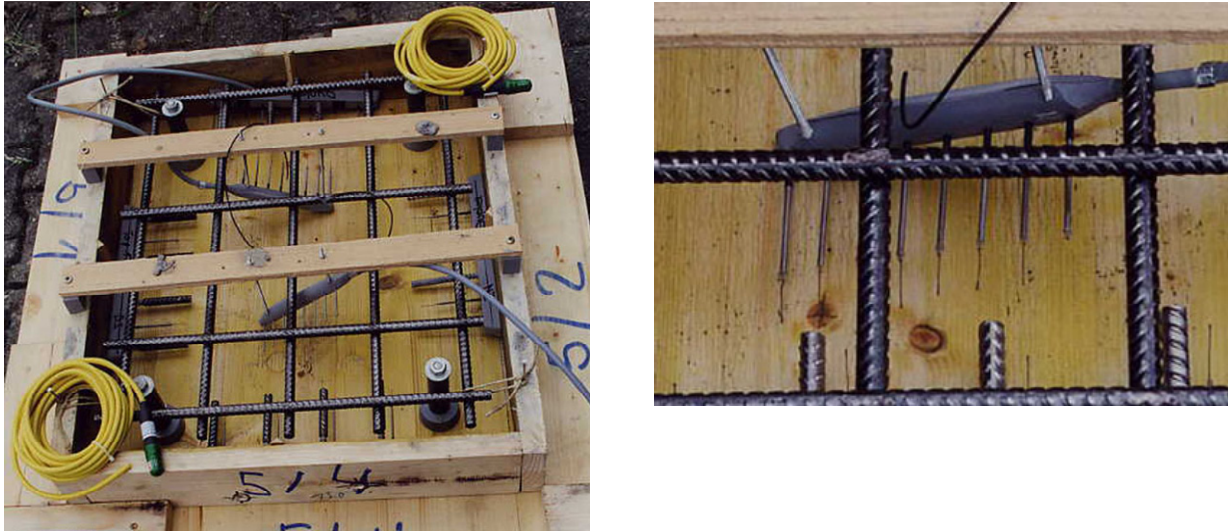


Bild 3.2: Instrumentierung einer Versuchsplatte.

Ausgewählte Messgrößen der Platten D1 bis H1 wurden von Datenloggern in 10-Minuten-Intervallen aufgezeichnet, alle übrigen mit jährlich etwa 4 bis 12 Handmessungen erfasst. Jeweils im Frühjahr wurden aus den Platten Nr. D1 bis H1 und Nr. D3 bis H3 Bohrmehlproben oder Bohrkernproben entnommen und deren Gesamtchloridgehalt analysiert. Von der Schweizerischen Meteorologischen Anstalt (SMA) wurden die Tageswerte für die Niederschläge in Göschenen geliefert und vom Autobahnwerkhof in Göschenen die Daten über den Winterdienst auf der Autobahn (Streusalzeinsätze und -verbrauch).

4 Resultate und Auswertungen der Feldversuche

In diesem Kapitel werden die Resultate der Messungen mit ersten Auswertungen dargestellt. In Kapitel 4.1 sind die klimatischen Bedingungen im Tunnel zusammengefasst und Kapitel 4.2 enthält die Resultate der Potenzialmessungen. In den darauf folgenden Kapiteln werden die verschiedenen Messungen an den kombinierten Sensoren und an den elektrisch isolierten Stäben in Abhängigkeit von der Zeit und die Resultate der durchgeführten Chloridanalysen dargestellt.

4.1 Klimatische Beanspruchungen im Naxbergtunnel

4.1.1 Lufttemperatur und relative Luftfeuchtigkeit sowie Wind

Die statistischen Kennwerte der Messung der Lufttemperatur im Tunnel und, ab Oktober 2002, beim Widerlager sind in Bild 4.1, abhängig von der Zeit und jeweils pro Sommer- und Winterhalbjahr dargestellt (Messungen im 10-Minuten-Intervall). Über die ganze Messperiode resultiert im Tunnel eine mittlere Lufttemperatur von 8.15 °C, bei einem Minimalwert von -12.9 °C und einem Maximalwert von +33.8 °C. Im Tunnel beträgt der Unterschied der Kennwerte zwischen Sommer- und Winterhalbjahr rund 10 °C und das Tagesklima ist recht ausgeglichen. Da keine direkte Sonneneinstrahlung möglich ist, gibt es auch keine extremen Temperaturschwankungen innerhalb eines Tages. Die Tagesmittel liegen zwischen -10 und +25 °C.

Die Messung der Luftfeuchtigkeit erwies sich als heikel. Nach kühlen, nassen Phasen mit möglicher Wasserfilmbildung auf der Fühleroberfläche wurden immer wieder extrem tiefe Werte gemessen (unter 10 bis 20 % relative Luftfeuchtigkeit). Erst nach dem Ersatz des Fühlers im Tunnel und der zusätzlichen Messung beim Widerlager im September 2002 waren die Messungen zuverlässiger. Die statistischen Kennwerte der Messungen ab dem Herbst 2002 sind in Bild 4.2, je für die Sommer- und Winterhalbjahre dargestellt. Bild 4.3 zeigt weiter die Monatsmittel in Abhängigkeit von der Zeit.

Die mittlere relative Luftfeuchtigkeit im Tunnel beträgt demnach in der Regel etwas über 70 %, im extremen Sommerhalbjahr 2003 waren es 62 % und das Jahresmittel 2003 betrug 65 %. Die relative Luftfeuchtigkeit ist im Tunnel etwas tiefer als beim Widerlager, was auf die im Mittel 0.6 °C höhere Lufttemperatur zurückzuführen ist.

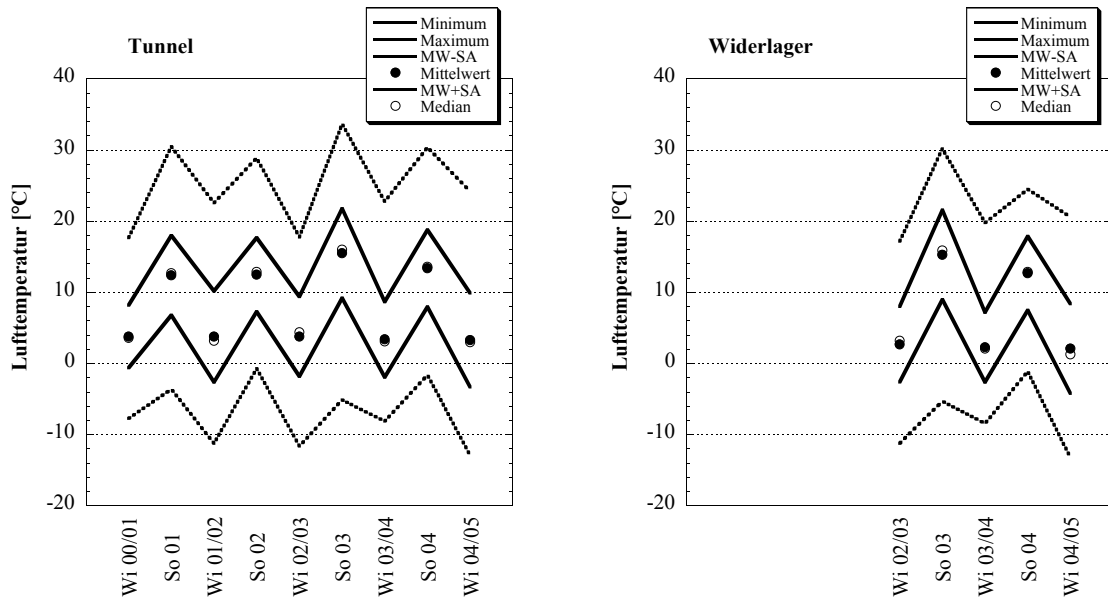


Bild 4.1: Statistische Kennwerte der gemessenen Lufttemperaturen [°C] im Tunnel und beim Widerlager, abhängig von der Zeit und jeweils pro Sommer- bzw. Winterhalbjahr.

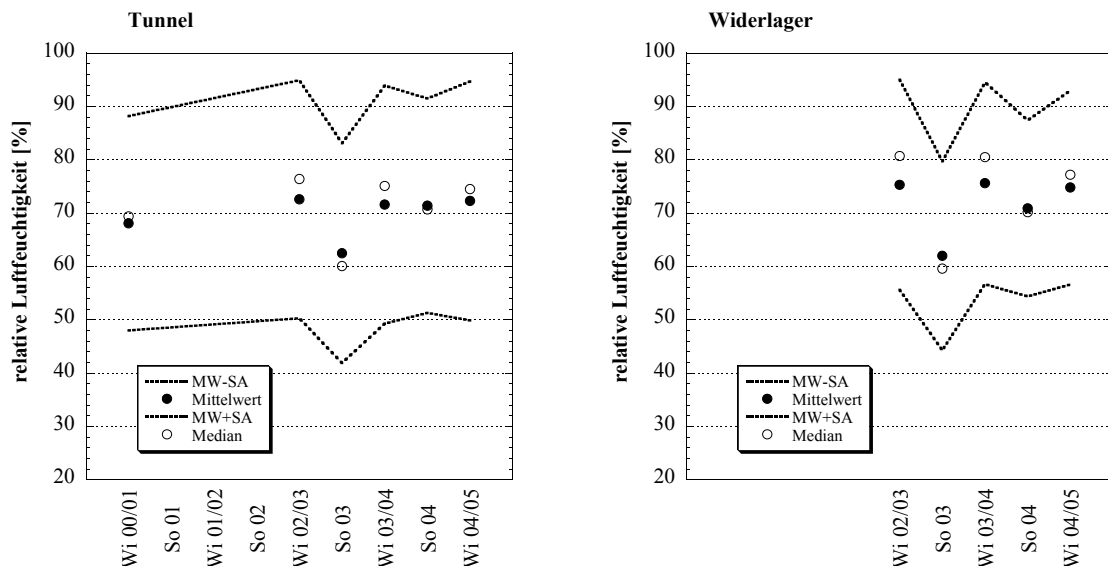


Bild 4.2: Statistische Kennwerte der gemessenen relativen Luftfeuchtigkeiten [%] im Tunnel und beim Widerlager, abhängig von der Zeit und jeweils pro Sommer- bzw. Winterhalbjahr.

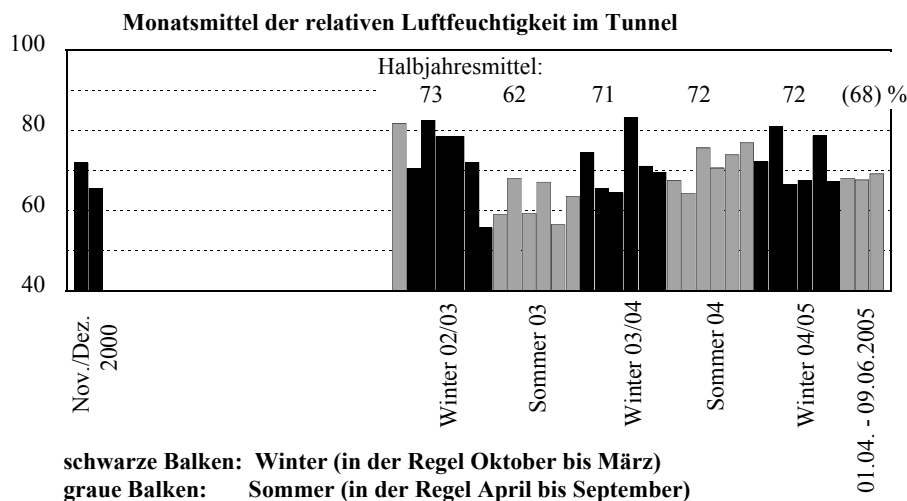


Bild 4.3: Monatsmittel der relativen Luftfeuchtigkeit [%] im Tunnel.

Die Tagesmittel der relativen Luftfeuchtigkeit schwanken über das ganze Jahr hinweg sehr stark (Bild 4.4). Die Tiefstwerte liegen zwischen 30 bis 40 %, die Höchstwerte zwischen 90 bis 100 %. Ein Grund dafür sind die Windverhältnisse. Das Klima im Tal wird vor allem im Frühling und im Herbst stark geprägt durch Föhnlagen (starker, warmer Südwind). Sobald Föhn einsetzt, fällt die relative Luftfeuchtigkeit sehr abrupt von 70 bis 80 % auf sehr tiefe Werte von 20 bis 30 %. Ebenso schnell steigt sie wieder an, wenn der Föhn aufhört. Dies ist meist begleitet von Niederschlag. Abgesehen von den Phasen mit Südwind gibt es mindestens ebenso häufig Wetterlagen mit starkem Nordwind. Diese haben keinen sofortigen Einfluss auf die Luftfeuchtigkeit und die Lufttemperatur. Bild 4.5 zeigt die mittleren jährlichen Windrosen der am nächsten gelegenen automatischen Klimastationen. Die Hauptrichtung des Winds ist von der lokalen Topographie geprägt. Da der Tunnel ebenfalls in der Hauptrichtung des Tals liegt, wird der Nordwind durch den Fahrtwind noch verstärkt.

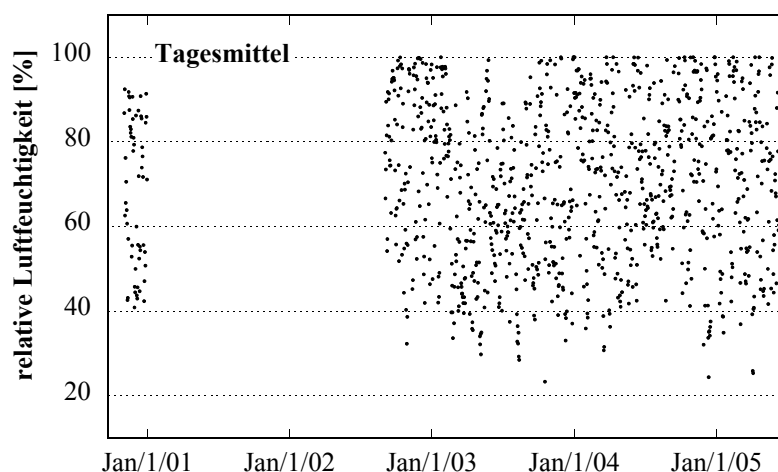


Bild 4.4: Tagesmittel der relativen Luftfeuchtigkeit [%] im Tunnel.

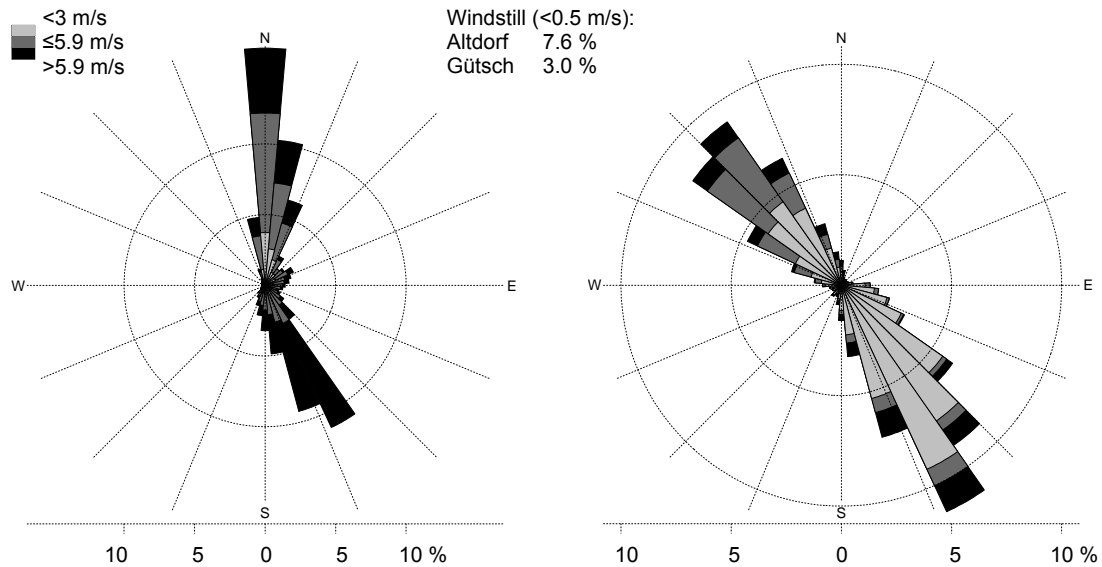


Bild 4.5: Mittlere jährliche Windrosen [Quelle: MeteoSchweiz].

links: Gütsch Gotthard

rechts: Altdorf

4.1.2 Niederschlag und Winterdienst

In Bild 4.6 sind die von der SMA gemessenen Niederschläge in Göschenen dargestellt: die Summe der Niederschläge und die Tage, an denen Niederschlag zu verzeichnen war (registrierter Minimalwert je Tag: 0.1 mm/m^2), jeweils pro Monat. Niederschläge fallen in Göschenen das ganze Jahr durch. Es ist kein ausgeprägter Unterschied zwischen Sommer- und Winterhalbjahr festzustellen. Die Anzahl Tage, an denen Niederschlag fällt, ist im Sommer allerdings etwas höher. Extreme Niederschläge können nahezu jederzeit auftreten (maximale Tageswerte in der Messperiode: Mai 2002 117 mm ; November 2002 125 mm). Bei Temperaturen um $0 \text{ }^\circ\text{C}$ oder tiefer, d.h. bei Schnee, fallen die Niederschlagsmengen geringer aus, in Extremfällen bis zu 40 mm . Dabei ist allerdings zu beachten, dass Schneefälle in ihrer äquivalenten Wassermenge angegeben werden.

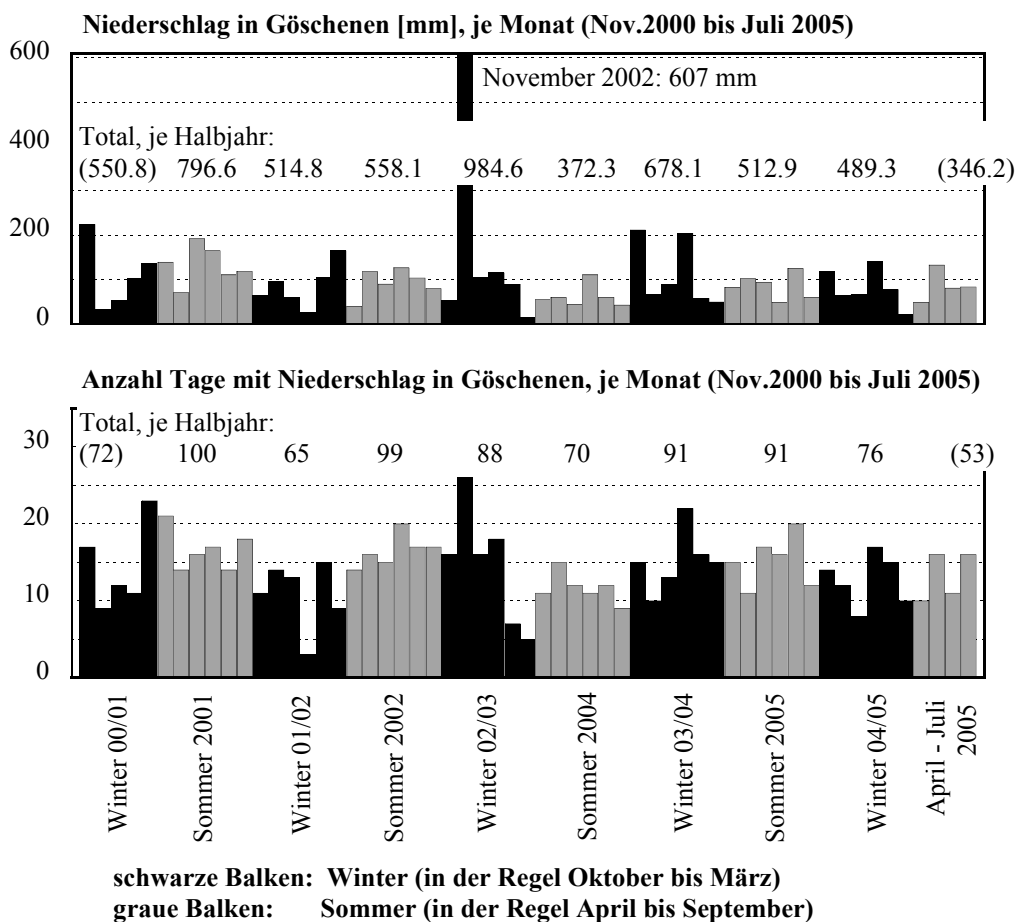


Bild 4.6: Niederschlag in Göschenen: Monatssummen und Anzahl Tage mit Niederschlag. Hell sind die Balken des Sommerhalbjahrs, April bis September, dunkel diejenigen des Winterhalbjahres, Oktober bis März (Daten der MeteoSchweiz).

In Bild 4.7 ist der Salzverbrauch auf der A2, Abschnitt Amsteg – Göschenen, von 21 Wintern zusammengestellt (1984/85 bis 2004/2005). Neben normalem Streusalz wird vor allem bei tiefen Temperaturen CaCl_2 bzw. eine Sole aus 30 bis 40 %-iger CaCl_2 -Lösung verwendet. Der Anteil von CaCl_2 am Gesamtverbrauch liegt, abhängig von den Temperaturen während eines Winters, zwischen 0 % und 15 %. Die Zahlen umfassen den Gesamtverbrauch (NaCl und CaCl_2).

Der mittlere Salzverbrauch in dieser Zeit betrug 2.7 kg/m^2 pro Winter, mit einem Maximalwert von 4.7 kg/m^2 im sehr schneereichen Winter 1998/99. Zum Vergleich: Entlang der A13, Abschnitt Thusis-Hinterrhein, wurden in den Jahren 1995 bis 2000 im Mittel 4.45 kg/m^2 mit einem Maximalwert von 7.5 kg/m^2 im Winter 1998/1999 verbraucht [6]. Im gleichen Zeitabschnitt lag der durchschnittliche Verbrauch auf der A2 bei 2.95 kg/m^2 .

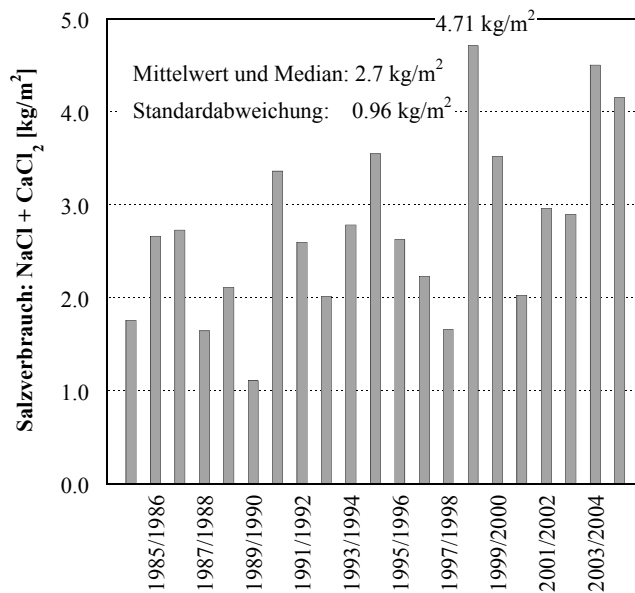


Bild 4.7: Durchschnittlicher Salzverbrauch auf der A2, Abschnitt Amsteg – Göschenen (1984/85 bis 2004/2005, Daten vom Unterhaltsdienst im Werkhof Göschenen erfasst und zur Verfügung gestellt.)

In Tabelle 4.1 sind verschiedene Parameter in Bezug auf den Winterdienst für die fünf Winter der Messperiode zusammengestellt und Bild 4.8 zeigt die Anzahl Tage mit Winterdiensteinsätzen des Unterhaltsdienstes. Unter Winterdiensteinsatz fallen neben Salzen und Pflügen auch Schneeabtransporte. Diese Daten wurden ebenfalls im Werkhof Göschenen erfasst. Wie es zu erwarten ist, hängen die Streusalzeinsätze direkt von den Witterungsverhältnissen ab. Sie erfolgen

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

Die Tage mit Winterdienst fallen zum grössten Teil in die Monate Dezember bis Februar. Niederschlag in dieser Zeit fällt meist als Schnee und hat Winterdiensteinsätze, nicht nur am Tag des Niederschlags zur Folge (Anzahl Schneetage < Anzahl Winterdienstage). Der erste Winter 2000/2001 war mild und der an sich häufige Niederschlag fiel meist als Regen. Entsprechend verursachte dies einen geringen Salzverbrauch mit wenigen Winterdienstage. Die folgenden Winter wurden geprägt durch eine oder mehrere, teils sehr lange Kälteperioden. Kombiniert mit häufigen Lufttemperaturen um 0 °C oder mit viel Schnee (Winter 2003/04) führte dies jeweils zu einem überdurchschnittlich hohen Salzverbrauch.

Tabelle 4.1: Niederschläge bei einem Tagesmittel von $< 5\text{ }^{\circ}\text{C}$, Anzahl Schneetage sowie Tage mit Winterdienst sowie Salzverbrauch.

	Winter 2000/2001	Winter 2001/2002	Winter 2002/2003	Winter 2003/2004	Winter 2004/2005
Niederschlag bei $T(\text{Tagesmittel}) < 5\text{ }^{\circ}\text{C}$ (meist Okt.-März) [mm]	400	300	350	500	340
Anzahl Tage mit Niederschlag bei $T(\text{Tagesmittel}) < 5\text{ }^{\circ}\text{C}$	55	50	47	71	55
Anzahl Tage mit Schneefall ¹⁾ (gemäss Journal Werkhof)	Keine Angabe	23	38	54	46
Tage mit Winterdienst ¹⁾ (Salzen, Pflügen, Schneeabtransport)	32	37	69	86	79
Streusalzverbrauch, total ¹⁾ [kg]	532'000	776'700	759'600	1'180'325	1'088'700
Streusalzverbrauch ^{1,2)} [kg/m ²]	2.03	2.96	2.90	4.51	4.16

¹⁾ Angaben des Werkhofs in Göschenen

²⁾ Annahme der Fahrbahnoberfläche: 262'000 m².

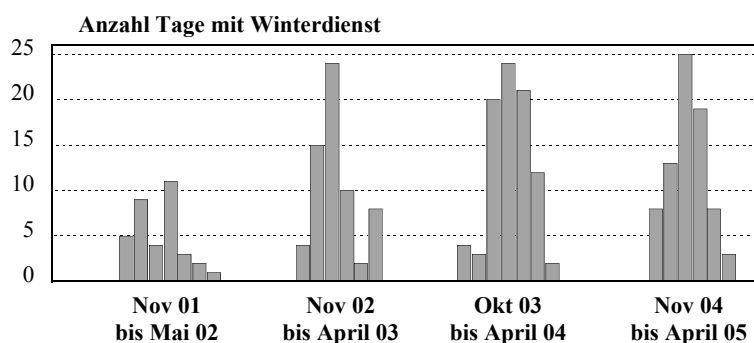


Bild 4.8: Anzahl Tage mit Winterdienst im Werkhof Göschenen.

Im Winter 2002/03 ist bemerkenswert, dass 30 % des gesamten Salzverbrauchs innerhalb von 4 Tagen anfielen (29./30.01. und 04./05.02.). Wird das Salz auf die in diesen Tagen gefallenen Niederschläge verteilt, so resultieren Ende Januar 20 Liter einer 2 %-igen Salzlösung pro m² Fahrbahn, anfangs Februar 50 Liter einer 1 %-igen Salzlösung pro m² Fahrbahn. Während bei einem „normalen“ Salzeinsatz zwischen 4'000 bis 18'000 Salz pro Tag verbraucht werden (15.3 bis 68.7 g/m²), waren es am 04.02.2003 68'500 kg (261.4 g/m²). Ähnlich sah es am 23./24.01. und 01.02.2005 aus, wo innerhalb von 3 Tagen 18.7 % des gesamten Salzverbrauchs anfielen. Am 01.02.2005 waren es 368 g/m² oder 8.9 Liter einer 4 %-igen Salzlösung pro m² Fahrbahn.

Im Winter 2002/03 wurde der Chloridgehalt von Schneeproben analysiert. Es wurden Chloridgehalte von 2 g/l (Schnee der etwa 1.50 m ab OK Terrain an die Wand geweht worden war) bzw. 5 bis 16 g/l (Schnee vom Fahrbahnrand bzw. von Schneemaden am Wandfuss) festgestellt, was 0.8 bis 2.7 %-igen NaCl-Lösungen entspricht. Schliesslich wurden auch Wischproben von den Oberflächen

verschiedener Platten genommen und analysiert. Es ergaben sich Chloridmengen von 30 bis 90 mg/cm². Ähnliche Werte wurden auch andernorts gefunden [52].

4.1.3 Betontemperatur

Die Messung der Betontemperatur erfolgte in 5 Tiefenstufen in einer Platte. Unter den gegebenen, relativ homogenen Verhältnissen im Tunnel war das ausreichend. Bild 4.9 zeigt den Verlauf der verschiedenen Temperaturen während 48 Stunden. Das Bild zeigt, dass die Temperaturen im Beton nur ganz wenig variieren zwischen den verschiedenen Tiefenstufen. Die Tagesschwankungen betragen in den meisten Fällen weniger als 5 °C. Die Temperaturspitzen sind im Vergleich zur Lufttemperatur rund 2 bis 4 °C kleiner und zeitlich bis zu 4 Stunden verschoben.

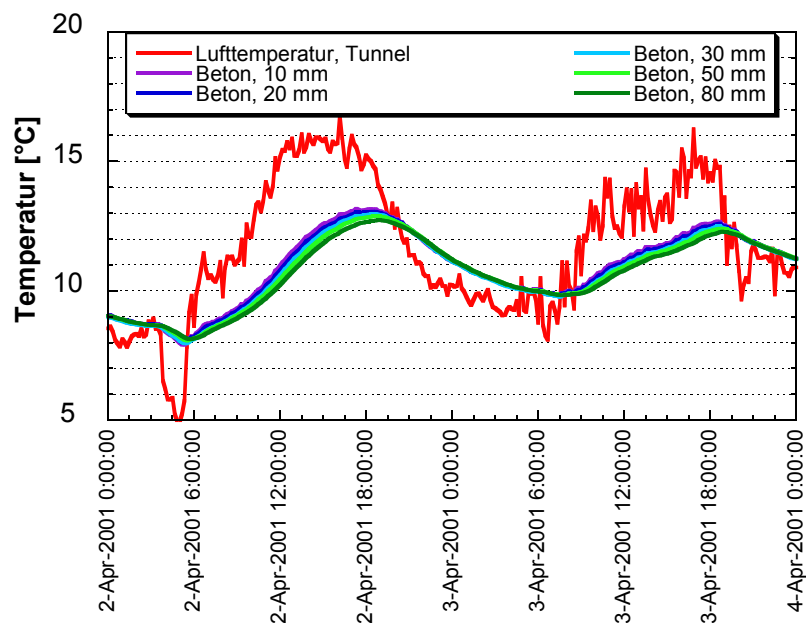


Bild 4.9: Luft- und Betontemperaturen in Abhängigkeit von der Zeit.

Über die ganze Messperiode betrachtet sind Mittelwert und Median der Betontemperatur in 15 mm Tiefe gleich gross und betragen 8.3 °C. Die Standardabweichung beträgt 6.5 °C und Minimal- bzw. Maximalwert lagen bei -10.9 °C bzw. 26 °C. Die statistischen Kennwerte der im Messzeitraum vom 2. November 2000 bis zum 09. Juni 2005 gemessenen Betontemperatur in 15 mm Tiefe sind im Bild 4.10 je für das Sommer- bzw. Winterhalbjahr zusammengestellt. Es bestätigt sich, dass die Betontemperatur sehr ausgeglichen ist. Im Sommerhalbjahr liegen rund 2/3 der Werte zwischen +9 bis +20 °C, im Winter zwischen -1 und +10 °C.

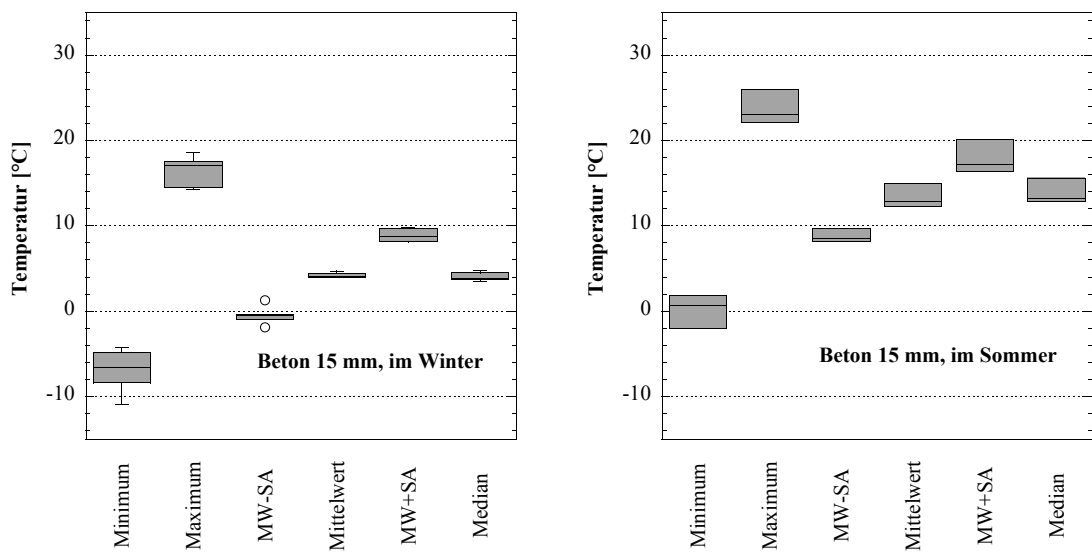


Bild 4.10: Boxplots der statistischen Kennwerte der Betontemperatur in 15 mm Tiefe für das Winter- bzw. Sommerhalbjahr.

4.2 Potenzialmessungen

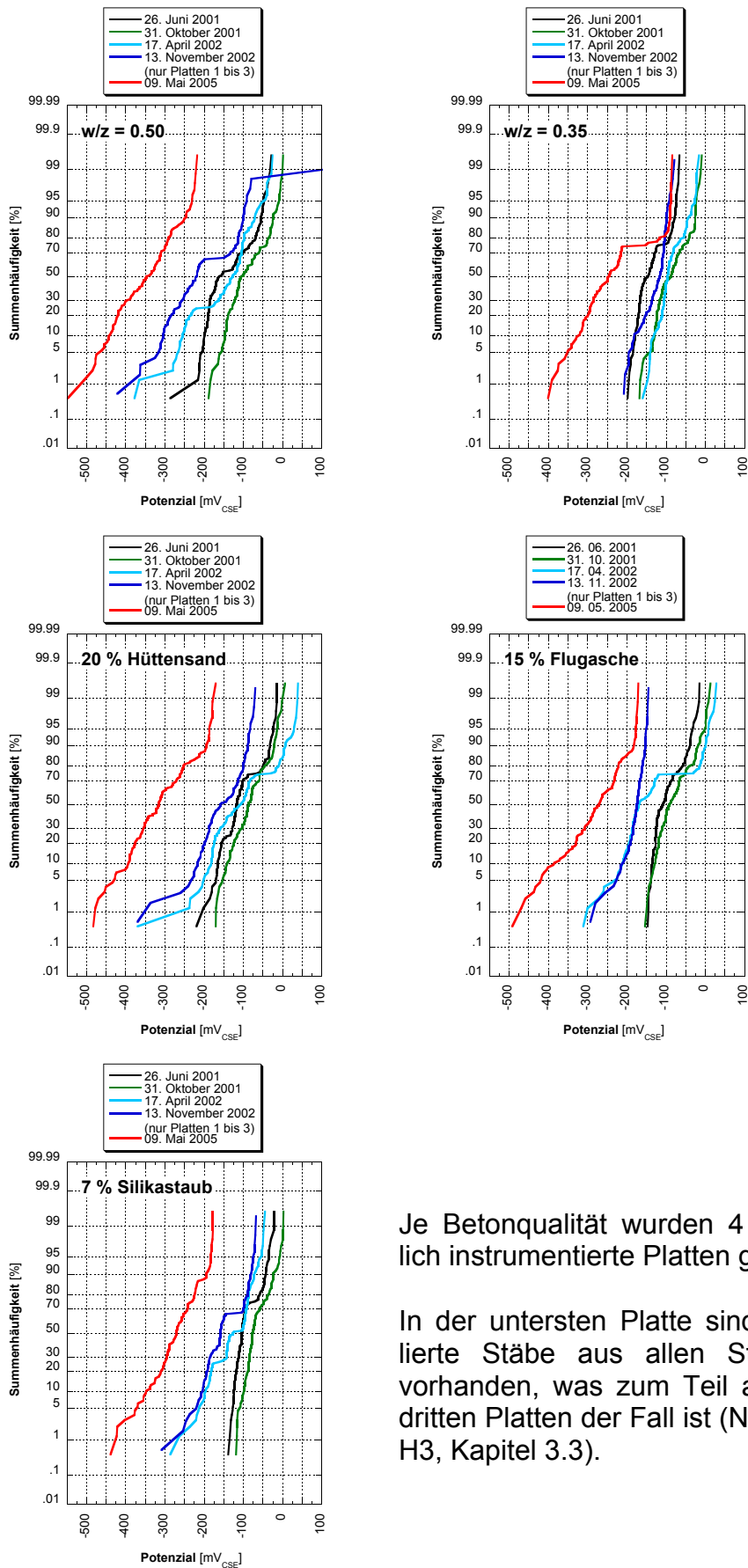
Es wurden fünf Potenzialmessungen an der Plattenoberfläche ausgeführt. In Tabelle 4.2 sind die Messtermine und die Witterungsbedingungen während den Messungen zusammengestellt. Anhang A1 enthält weiter die Farbplots aller Messungen. Es wurden teilweise zwei Farbplots erstellt, einer mit einer feinen Farbskala (ab -200 bis $+50$ mV_{CSE}), der zweite der Skala ab -400 bis $+100$ mV_{CSE}.

Tabelle 4.2: Messtermine und Witterungsbedingungen der Potenzialmessungen.

Datum	Lufttemperatur [°C]	rel. Luftfeuchtigkeit [%]	Witterung
26.06.2001	19 bis 22	30 bis 33	schön, seit einer Woche
31.10.2001	13 bis 15	20 bis 25	schön, nach trockener Schönwetterperiode
17.04.2002	7 bis 10	ca. 50	stark bewölkt aber trocken, wenig Niederschlag bei eher tiefen Temperaturen in der Vorwoche
13.11.2002	5 bis 8	ca. 50	schön, nach viel Niederschlag bei eher tiefen Temperaturen in der Vorwoche
09.05.2005	5 bis 7	ca. 70	bewölkt aber trocken (Nachtmessung), viel Niederschlag in der Vorwoche

Die Summenhäufigkeitskurven aller Messtermine sind je Betonqualität in Bild 4.11 und für die verschiedenen Stahlqualitäten sowie die Hydrophobierung in Bild 4.12 zusammengestellt. Der Vergleich der Summenhäufigkeitskurven der verschiedenen Betonqualitäten bei den einzelnen Messterminen ist im Anhang A1 enthalten. Die verschiedenen Bilder zeigen Folgendes:

- Sämtliche Korrosionspotenziale wurden innerhalb der vier Jahre in die negative Richtung verschoben.
- In den Summenhäufigkeitskurven lassen sich die einzelnen Platten direkt ablesen. Am negativsten sind die Potenziale der untersten Platten, am positivsten diejenigen in den obersten Platten. Dem Spritzwasser ausgesetzt sind demnach die untersten drei Platten, d.h. es gibt Spritzwasser bis rund 2.0 m ab OK Fahrbahn.
- Die beiden Messungen 2001 deuten auf eine Austrocknung während des Sommers hin (positivere Potenziale Ende Oktober als im Juni), während bei den Messungen 2002 im November praktisch durchwegs um ca. 50 mV negativere Potenziale gemessen wurden als im April. Bis Mai 2004 verschoben sich die Potenziale um weitere 100 bis 150 mV in die negative Richtung. Die Verschiebungen sind auf Feuchtigkeitsunterschiede während der Messung (Witterungsbedingungen, Tabelle 4.2), auf eingetragene Chloride und auf den Korrosionszustand der isolierten Bewehrungsstäbe in den Platten zurückzuführen.



Je Betonqualität wurden 4 unterschiedlich instrumentierte Platten gemessen:

In der untersten Platte sind jeweils isolierte Stäbe aus allen Stahlqualitäten vorhanden, was zum Teil auch bei den dritten Platten der Fall ist (Nr. D3, F3 und H3, Kapitel 3.3).

Bild 4.11: Summenhäufigkeitskurven der Korrosionspotenziale, je Betonqualität alle Messtermine.

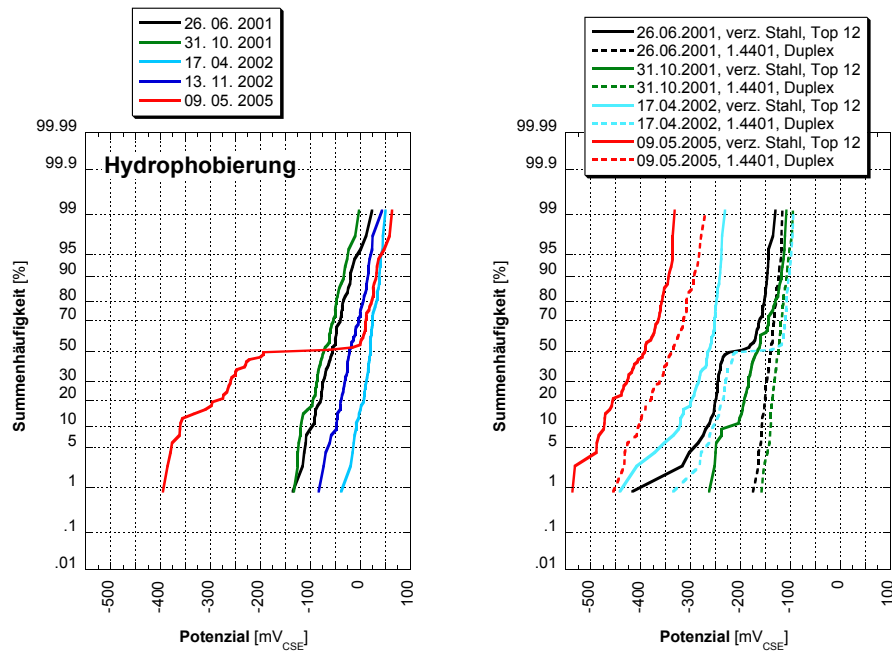


Bild 4.12: Summenhäufigkeitskurven der Korrosionspotenziale
 Links: Hydrophobierter Beton, alle Messtermine.
 Rechts: verschiedene Stahlqualitäten, alle Messtermine.

- 2001 waren noch keine grossen Unterschiede zwischen den Betonqualitäten feststellbar. Ab 2002 bildeten sich infolge der feuchteren Verhältnisse Unterschiede aus, besser feststellbar in den unteren Platten. Am positivsten sind die Potenziale im Beton mit $w/z = 0.35$, am negativsten im Beton mit $w/z = 0.50$ und die Betone mit Zusatzstoffen liegen dazwischen.
- Die Hydrophobierung bewirkte zunächst eine Austrocknung (von 2001 bis 2002). Zwischen November 2002 und Mai 2004 verlor sie in einer Platte ihre Funktionsfähigkeit (Bild 4.12).
- Die Potenziale der beiden nicht rostenden Stähle (1.4401 und Duplex) bei allen Messungen positiver als diejenigen des verzinkten Stahls und des Top 12. Mit zunehmender Feuchtigkeit und zunehmendem Chloridgehalt wurden aber auch die Potenziale dieser Stähle um 200 bis 300 mV in die negative Richtung verschoben.
- Die ersten verzinkten Stäbe wurden bereits im Winter 2000/2001 initiiert.

4.3 Temperaturkompensierte spezifische elektrische Widerstände vor Ort

Neben materialspezifischen Einflüssen ist der spezifische elektrische Widerstand von Beton vor allem von der Temperatur und vom Wassergehalt abhängig (Kapitel 2.5). Wird der Einfluss der Temperatur kompensiert, können die übrig bleibenden Veränderungen des elektrischen Widerstands auf Feuchtigkeitswechsel zurückgeführt und so der Wasserhaushalt der untersuchten Betonqualität unter der gegebenen Exposition studiert werden. Die Abhängigkeit des elektrischen Widerstands von der Temperatur wird durch den Ansatz (2.16) beschrieben. Ihre rechnerische Kompensation wurde in [3] ausführlich untersucht. Im vorliegenden Bericht wird sie nicht mehr detailliert dargestellt, die Temperaturkompensation wurde in derselben Art durchgeführt. Für die Regression wurden die Messwerte eines Zeitintervalls von jeweils 24 Stunden verwendet (= 144 Wertepaare von Temperatur und Widerstand) und als Bezugstemperatur T_0 wurde der Median der jeweils betrachteten Messperiode gewählt.

Die Geometrieabhängigkeit der vor Ort gemessenen absoluten elektrischen Widerstände wurde mit den im Labor bestimmten, vom Abstand von der Oberfläche abhängigen Zellkonstanten kompensiert [3]. Die Umrechnung der absoluten in spezifische elektrische Widerstände erfolgte vor der Temperaturkompensation.

Zum qualitativen Vergleich des Verhaltens vor Ort der verschiedenen Betonqualitäten werden nachfolgend die spezifischen elektrischen Widerstände in Abhängigkeit von der Zeit betrachtet. Diese sind in Bild 4.14 für alle untersuchten Betonqualitäten für die verschiedenen Tiefenstufen aufgetragen. Der spezifische elektrische Widerstand des Silikastaubbetons ist im Vergleich sehr hoch. Er wird deshalb in Bild 4.13 mit einer angepassten Skalierung noch einmal separat dargestellt. Die Temperaturabhängigkeit der gemessenen Widerstände wurde auf die Bezugstemperatur T_0 von 7.5 bzw. 8.7 °C kompensiert (Median der gemessenen Betontemperaturen in 15 mm Tiefe über die Messperiode ab November 2000 bis April 2003 bzw. ab Mai 2003 bis Juni 2005). Die verbleibenden Schwankungen können somit auf Veränderungen der Betonfeuchtigkeit zurückgeführt werden.

Es kann Folgendes festgestellt werden:

- Der generelle Verlauf der temperaturkompensierten spezifischen elektrischen Widerstände ist bei allen Betonqualitäten ähnlich, ausgenommen sind die beiden hydrophobierten Platten. Die jahreszeitlichen Schwankungen sind in den Betonen mit Zusatzstoffen allerdings viel ausgeprägter wie in den Betonen nur mit CEM I.
- Beim Referenzbeton und bei den Mischungen mit Zusatzstoffen kann eine klare Austrocknungsphase ab etwa März/April festgestellt werden, die während den typischen Wintermonaten mit markanten Abfällen des spezifischen elektrischen Widerstands beendet wird. Dies obwohl es im Sommerhalbjahr eher mehr Niederschlag gibt wie im Winterhalbjahr.
- In allen Wintern der Messperiode sind derartige Abfälle der spezifischen elektrischen Widerstände festzustellen. Da es sich um temperaturkompensierte Wi-

derstände handelt, können diese Abfälle auf mehr oder weniger grosse Wassereinträge bis in grosse Tiefen zurückgeführt werden.

- Die Abfälle des spezifischen elektrischen Widerstands sind im Beton mit $w/z = 0.35$ markant geringer und weniger tief reichend als in den übrigen Betonqualitäten.
- Der kleinere w/z -Wert hat im Vergleich zum Referenzbeton mit $w/z = 0.50$ im ersten Jahr tiefere, in den darauf folgenden Jahren höhere spezifische elektrische Widerstände zur Folge.
- Die spezifischen Widerstände der Betone mit Zusatzstoffen sind in den ersten drei Jahren durchwegs höher als die Widerstände der Betone nur mit CEM I. Sie nehmen zu in der Reihenfolge Hüttsand – Flugasche – Silikastaub, besonders ausgeprägt ist dies im ersten Jahr. Es zeigt sich dasselbe Bild wie in Laborversuchen unter sehr feuchten Verhältnissen [3].
- Der Winter 2003/2004 war hart und hat zu massiven Wassereinträgen in alle Betone geführt (Ausnahmen: Beton mit $w/z = 0.35$ und hydrophobierter Beton). Im darauf folgenden Jahr sind deshalb die spezifischen Widerstände dieser Betone tiefer als diejenigen im Beton mit $w/z = 0.35$ bzw. im hydrophobierten Beton.
- Das Widerstandsniveau des hydrophobierten Betons steigt kontinuierlich an, solange die Hydrophobierung funktionstüchtig ist. Im Februar 2005 war dies definitiv nicht mehr der Fall. Die „dichte“ Oberfläche des Betons mit $w/z = 0.35$ hat ebenfalls eine Zunahme der spezifischen Widerstände zur Folge. Im Gegensatz zur funktionstüchtigen Hydrophobierung ist diese allerdings nicht ganz stetig.
- Chloride im Beton haben eine starke Abnahme des spezifischen elektrischen Widerstands zur Folge (Vergleich der hydrophobierten Platten mit und ohne Chlorid im Anmachwasser).

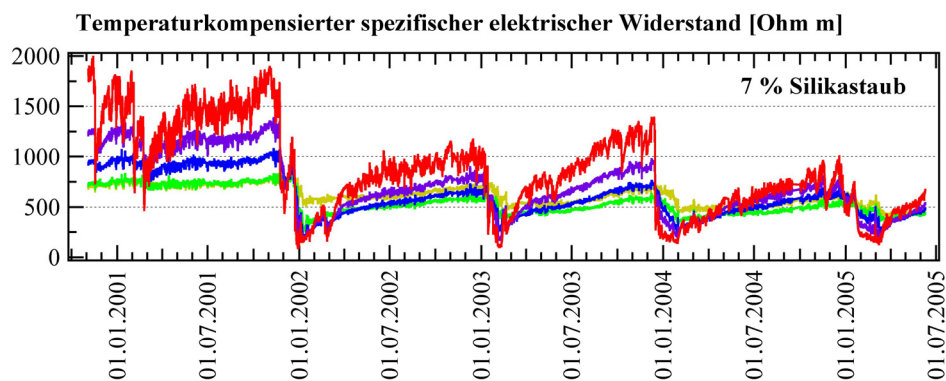


Bild 4.13: Temperaturkompensierter spezifischer elektrischer Widerstand des Silikastaubbetons.

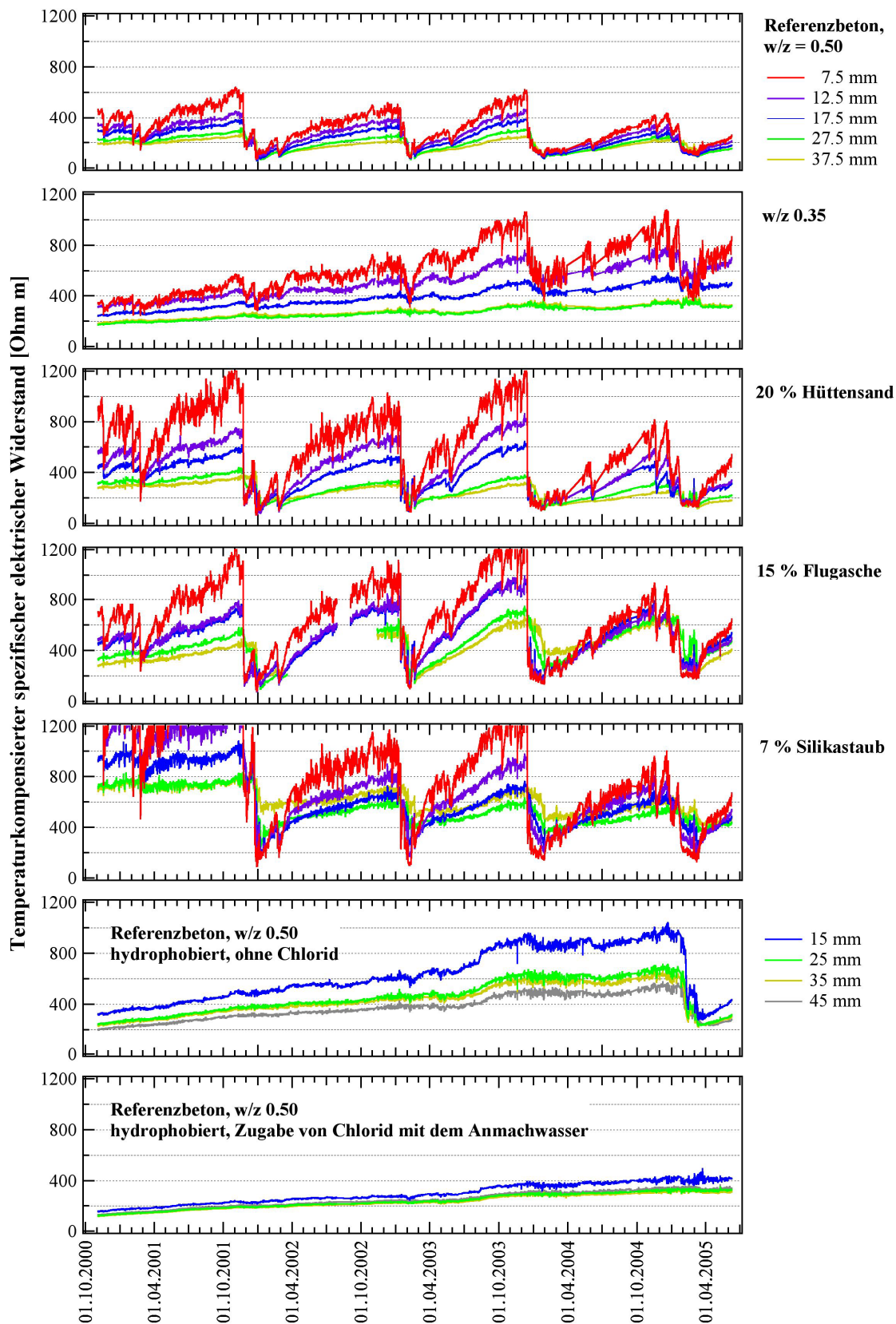


Bild 4.14: Vergleich der temperaturkompensierten spezifischen elektrischen Widerstände aller Betone.

4.4 Chloridgehalt im Beton

Neben den elektrischen Widerständen wurden auch die Potenziale der Chloridsensoren im 10-Minuten-Messintervall und bei Handablesungen in Zeitabständen von 30 bis 35 Tagen erfasst. Mit den Sensoren kann die Konzentration der freien Chloride im Porenwasser bestimmt werden [19]. Ergänzt wurden die Messungen durch die Analyse von Bohrmehl bzw. Bohrkernen.

4.4.1 Freier Chloridgehalt im Porenwasser

In Bild 4.15 ist die Konzentration der freien Chloride im Porenwasser für die verschiedenen Betone in verschiedenen Tiefenstufen in Abhängigkeit von der Zeit dargestellt. Sämtliche Resultate aller Sensoren sind im Anhang 2 enthalten. Man stellt Folgendes fest:

- Bereits im ersten Winter wurden Chloride eingetragen. Der Anstieg der Chloridkonzentration im Porenwasser erfolgte in den Betonen mit Zusatzstoffen etwas früher wie in den Normalbetonen (Februar/März bzw. Mai). Dies könnte evtl. auf unterschiedliche Bindungskapazitäten zurückgeführt werden.
- Der freie Chloridgehalt ist im Beton mit Silikastaub mit am grössten, in den übrigen Betonen ähnlich. Ob die Werte realistisch sind, ist aber fraglich (4 bis 5 mol/l). In der Platte F3 ergaben die Handmessungen tiefere Werte.
- Beim Beton mit $w/z = 0.35$ ist die Konzentration der freien Chloride in grösseren Tiefen noch kaum messbar. Bei allen anderen Betonen ist dies aber der Fall.
- Während des Sommerhalbjahrs ist zunächst noch ein Anstieg des freien Chloridgehalts bis zu einer Art Plateau festzustellen, das früher oder später erreicht wird. Dies kann auf einen Austrocknungseffekt zurückgeführt werden, da von aussen keine weiteren Chloride mehr eingetragen werden, und der Chloridgehalt in dieser Zeit nur unwesentlich durch Diffusionsprozesse verändert wird.
- Die Potenzialmessung der verwendeten Sensoren wird fehlerhaft, wenn sich die Sensoren im elektrischen Feld von korrodierenden Bewehrungsstäben befinden. Es gibt starke Ausschläge, sobald ein Stab zu korrodieren beginnt, ein korrodierender Stab vom allgemeinen Bewehrungsnetz elektrisch getrennt oder wieder mit dem Bewehrungsnetz verbunden wird.
- Auch können Instabilitäten der Referenzelektrode zu einem vermeintlichen Abfall oder Anstieg des freien Chloridgehalts führen. Im Referenzbeton führte beispielsweise ein Sprung des Potentials der Referenzelektrode im Mai 2002 zu einem scheinbaren Abfall des freien Chloridgehalts, der bis Ende Sommer wieder ausgeglichen wurde.
- Starker Wassereintrag kann zu einem, allerdings nur kurzen, Abfall der Chloridkonzentration im Porenwasser in Folge der Verdünnung führen (November 2001 und Februar 2002).
- Mit der monatlichen Handmessung wurden wie im dargestellten Fall der Platte D1 meist gute Resultate erzielt.
- Die Durchführung und die Beurteilung von Handmessungen sind heikel, da die Potenziale während der Messung häufig nicht stabil sind und es daher schwie-

rig ist, jedes Mal die Messung identisch durchzuführen. Auch sind die Witterungsbedingungen wie Lufttemperatur und -feuchtigkeit nicht bei jeder Messung gleich. Beides muss bei der Beurteilung berücksichtigt werden, um unbegründete starke Schwankungen des Chloridgehalts zu vermeiden.

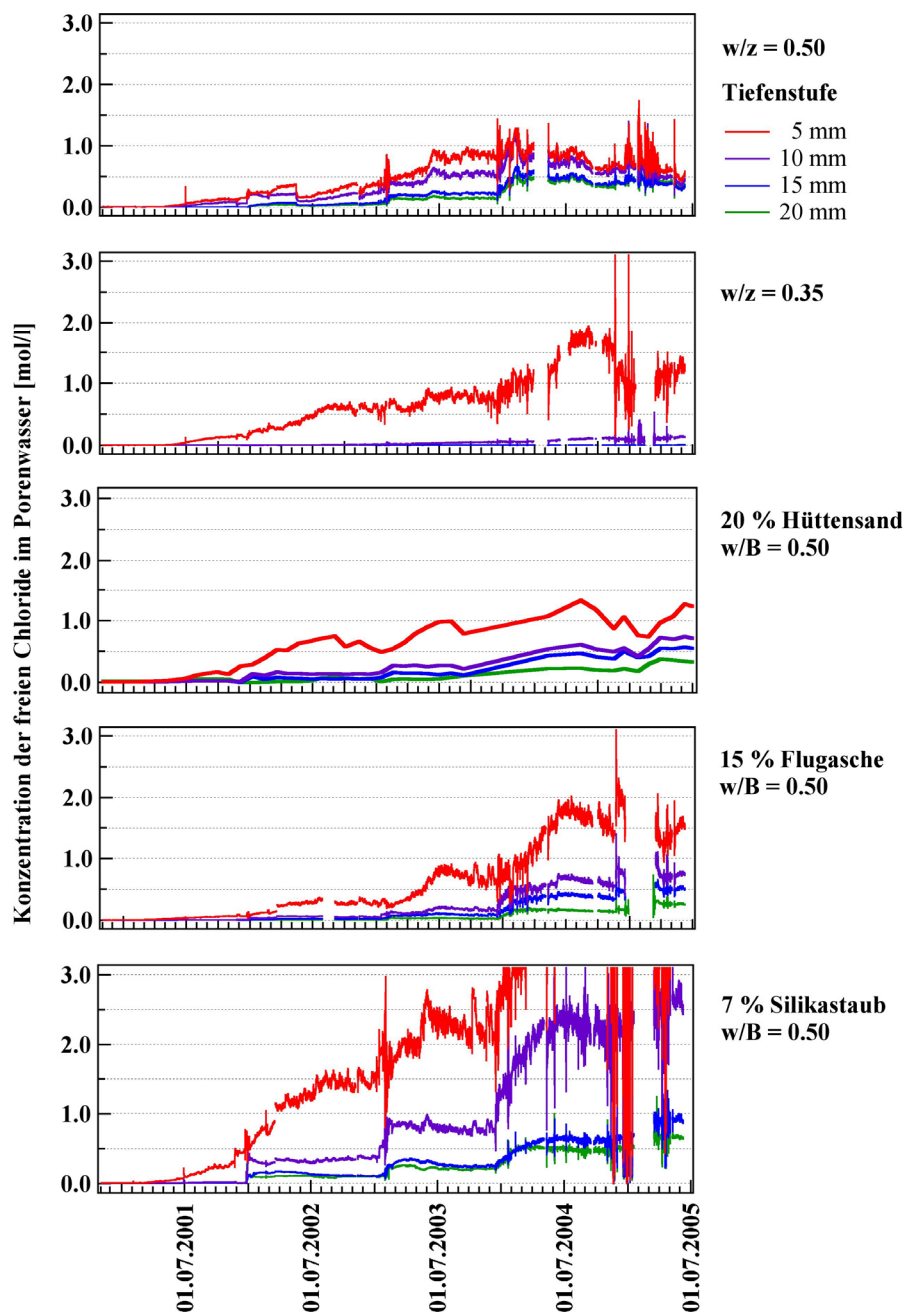


Bild 4.15: Freier Chloridgehalt im Porenwasser der verschiedenen Betonqualitäten, in Abhängigkeit von der Zeit, gemessen mit Chloridsensoren in verschiedenen Tiefenstufen.

Obwohl über die Sensoren nur eine lokale Information zur Konzentration der freien Chloride im Porenwasser zu erhalten ist, streuen die Messungen mit verschiedenen Sensoren in gleicher Tiefe erstaunlich wenig. Bild 4.16 zeigt das 68 %-Intervall der

Messwerte aller Sensoren einer Tiefenstufe in Abhängigkeit von der Tiefe für die Platten Nr. 1 (links) und Nr. 3 (rechts), Stand Ende April 2003 sowie Ende Mai 2004 und 2005. Der Silikastaubbeton und der Beton mit $w/z = 0.35$ wurden meist separat dargestellt, alle anderen Betone wurden zusammen genommen. In Anhang 2 sind die Messresultate der sieben Sensoren der Tiefenstufe 10 mm in Boxplots dargestellt. In den Tiefenstufen 20, 30 und 40 mm liegen in der Regel die Messwerte von je drei Sensoren vor.

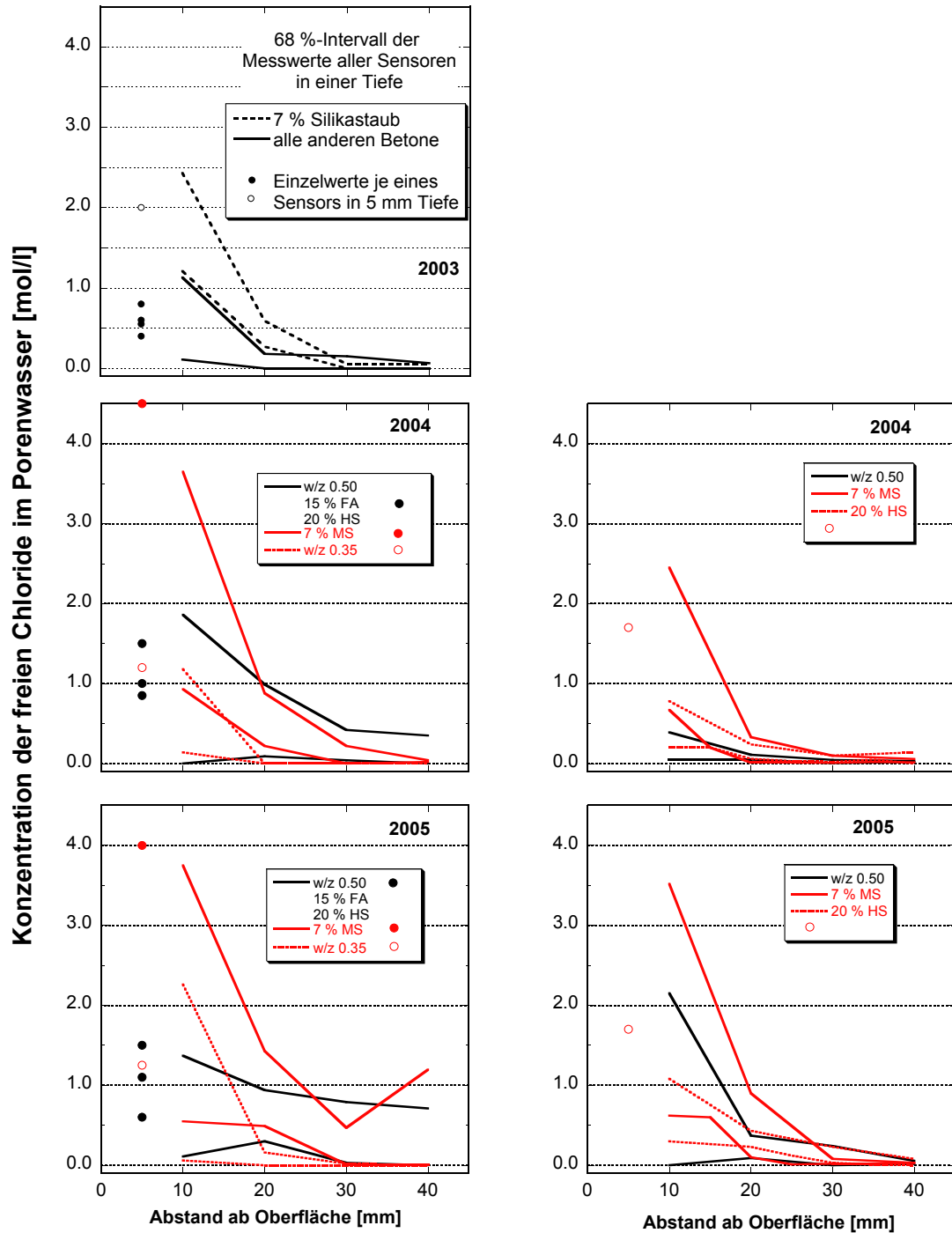


Bild 4.16: Chloridkonzentration im Porenwasser, 68 %-Intervall aller Sensoren einer Tiefenstufe (je 3 bzw. 7 Sensoren) sowie die Einzelwerte des Sensors in 5 mm Tiefe. Links: Platten Nr. 1, Rechts: Platten Nr. 3.

Der Gradient der Chloridkonzentration im Porenwasser von der Oberfläche ins Betoninnere ist im Beton mit Silikastaub und im Beton mit $w/z = 0.35$ am grössten. Im Beton mit $w/z = 0.35$ ist jedoch die Konzentration geringer, im Silikastaubbeton ist sie wiederum am grössten. Es sieht so aus, als ob die Konzentrationen an der Oberfläche nicht mehr wesentlich zunehmen und nun ein Ausgleich von aussen nach innen stattfindet. Die Unterschiede der Betonqualitäten sind auch bei den Platten Nr. 3 (1.20 bis 1.80 m ab OK Terrain) feststellbar. Im Inneren sind die Konzentrationen bei diesen Platten aber generell geringer, d.h. bei allen Betonqualitäten ist der Gradient von aussen nach innen eher gross. Mit der Zeit nimmt die Streuung der Messwerte eher zu (Boxplots im Anhang 2).

4.4.2 Chloridanalysen

Im April 2002 wurden Bohrmehlproben und jeweils im Mai 2003, 2004 und 2005 Bohrkerne aus den Versuchsplatten entnommen und der gesamte Chloridgehalt in Masse% bezogen auf den Bindemittelgehalt bestimmt. In Bild 4.17 sind die Chloridprofile dargestellt: Links die unterste Platte, rechts die dritte Platte, 1.20 bis 1.80 m ab OK Terrain. Nach fünf Wintern sind in allen Platten grosse Chloridmengen vorhanden, wobei der Unterschied zwischen den beiden Höhen ab OK Terrain relativ klein ausfällt. Eine deutlichere Abnahme des Chloridgehalts wäre vermutlich erst über 2.00 m ab OK Terrain zu erwarten [1, 53, 54]. In allen Tiefenstufen nimmt der Chloridgehalt im Laufe der Zeit zu. Teilweise sind die Profile allerdings sprunghaft. Der Beton mit $w/z = 0.35$ schneidet auch hier am besten ab. An der Oberfläche ist der Chloridgehalt am unteren Rand des Spektrums, und die Chloride sind noch nicht bis in so grosse Tiefen vorgedrungen. Die Chloridprofile der übrigen Betone sind ähnlich. Qualitativ stimmen somit die Resultate aus den Chloridanalysen gut mit denjenigen der Sensoren überein. Es scheint aber, als ob im Silikastaubbeton weniger Chloride gebunden werden.

Zu Vergleichszwecken wurden auch Bohrkerne aus der untersten hydrophobierten Platte entnommen. Trotz der Hydrophobierung wurde der Chloridgehalt in 0 bis 5 mm Tiefe mit 0.12 (2003), 0.16 (2004) und 0.53 (2005) M%/Zement bestimmt.

In Bild 4.18 ist die während den ersten fünf Winterperioden jährlich eingetragene Chloridmenge pro m^2 in Boxplots dargestellt. Die Zunahmen kommen in den Profilen sowohl mit höheren Oberflächenkonzentrationen als auch mit höheren Chloridgehalten im Inneren zum Ausdruck (Bild 4.17). Bei den untersten Platten streuen diese jährlichen Einträge zum Teil sehr stark (im Mittel 20 bis 80 g/m^2 , mit Einzelwerten sowohl darüber als auch darunter), bei den Platten Nr. 3 sind sie ausgeglichen (20 bis 40 g/m^2).

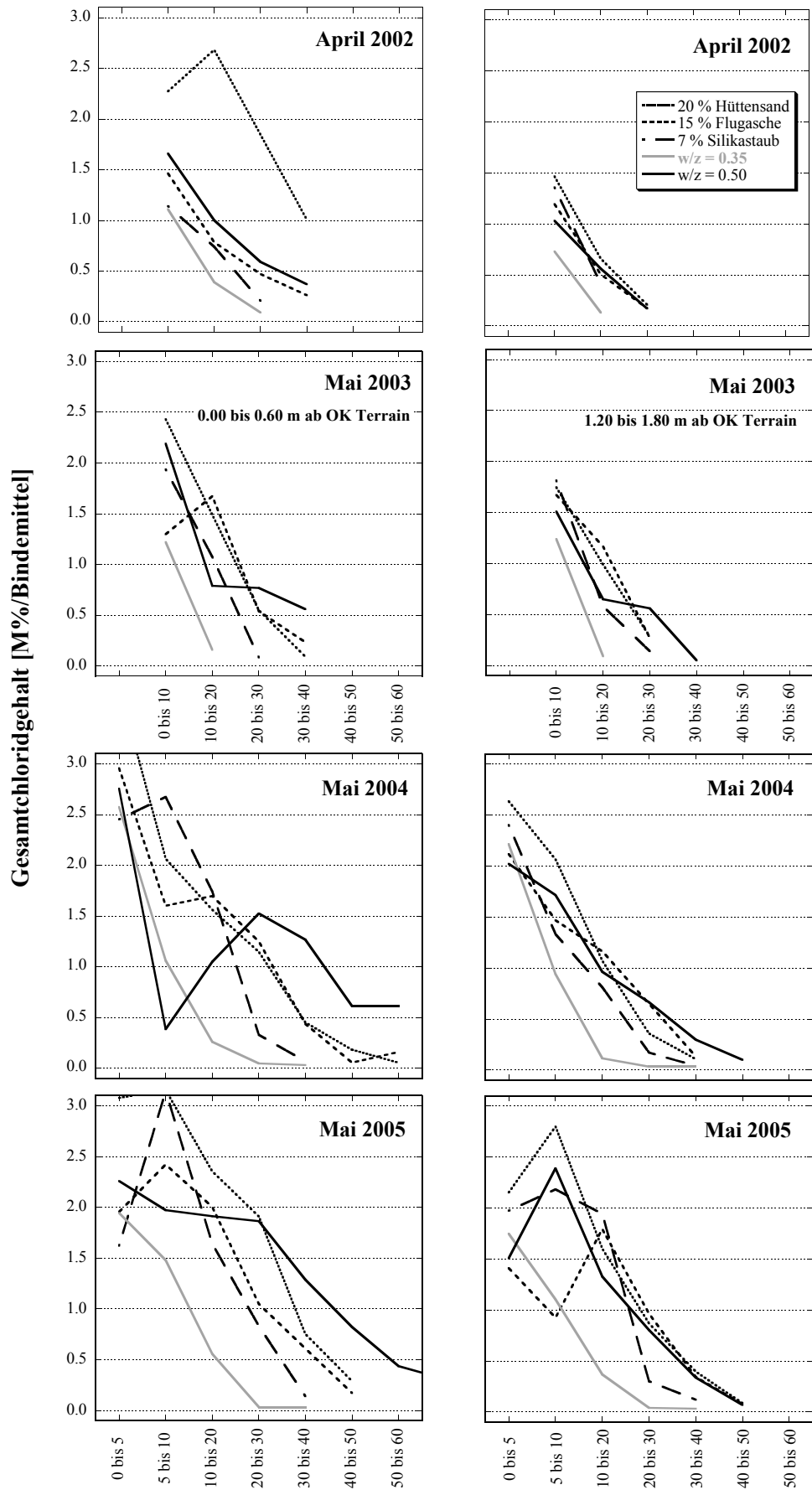


Bild 4.17: Chloridprofile (Analysen). Links: Platten Nr. 1, Rechts: Platten Nr. 3.

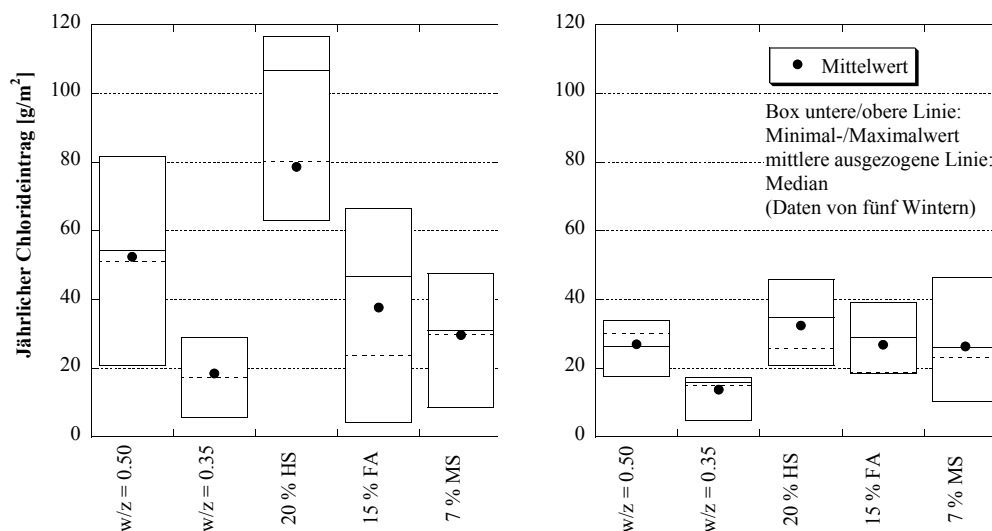


Bild 4.18: Jährlich eingetragene Chloridmenge (Analysen).
Links: Platten Nr. 1, Rechts: Platten Nr. 3.

4.4.3 Anteil gebundener Chloride

Unter der Annahme, dass das wasserfüllbare Porenvolumen (Kapillarporen) vollständig gefüllt ist, kann aus der mit den Sensoren gemessenen Chloridkonzentration im Porenwasser ein oberer Wert für den freien Chloridgehalt bestimmt werden. Die Differenz zwischen dem so bestimmten Gehalt an freien Chloriden und dem Gesamtchloridgehalt aus den Chloridanalysen bildet einen unteren Grenzwert für den Anteil der gebundenen Chloride. Gemäss Bild 4.19 nimmt dieser Anteil mit zunehmender Tiefe zu und mit zunehmendem Alter eher ab. Dies hängt mit unterschiedlichen pH-Werten zusammen. Ob die bestimmten Werte unter etwa 30 bis 40 % tatsächlich realistisch sind, ist offen (Genauigkeit und Langzeitstabilität der Chloridsensoren). Es scheint aber, dass der Beton mit Silikastaub weniger Chloride zu binden vermag wie die anderen untersuchten Betonqualitäten.

In Bild 4.20 ist der Zusammenhang zwischen den gebundenen Chloriden und dem Gesamtchloridgehalt für alle Betonqualitäten dargestellt. Es wurden alle Tiefenstufen der vier Termine zusammengenommen (2002 bis 2005). Bei den Betonen mit Zusatzstoffen ist ein linearer Zusammenhang zwischen den gebundenen Chloriden und dem Gesamtchloridgehalt bis zu einem Gesamtchloridgehalt von ca. 1.3 M%/Bindemittel zu erkennen. Bei den Betonen ohne Zusatzstoffe ist der lineare Zusammenhang auch bei höheren Gesamtchloridgehalten noch teilweise vorhanden. Der Anteil der gebundenen Chloride beträgt in diesem Bereich bei den Normalbetonen 60 bis 70 % und bei den Betonen mit Flugasche und Hüttensand rund 80 % [39, 40]. Bis zum Gesamtgehalt von ca. 1.3 M%/Bindemittel ist somit ein grosser Anteil der Chloride gebunden. Eine weitere Zunahme des Gesamtchloridgehalts vergrössert vor allem den Anteil der freien Chloride. Ungefähr dieselben Anteile an gebundenen Chloriden in Betonen mit und ohne Hüttensand wurden in [37] gefunden (mehr als 90 % gebundene Chloride bei geringen Gesamtchloridgehalten unter 1 M%/Zement). Am wenigsten Chloride werden im Beton mit Silikastaub gebunden. Bis zu einem Gesamtgehalt von 1 M%/Bindemittel sind es knapp 50 %.

In den Betonen mit Zusatzstoffen, insbesondere im Beton mit Silikastaub weisen die Sensoren immer wieder auf sehr hohe freie Chloridgehalte in der Grössenordnung des Gesamtchloridgehalts hin. Dies würde bedeuten, dass praktisch keine Chloride gebunden sind, was vermutlich nicht korrekt ist. Gründe dafür sind die Entnahmestellen der Proben für die Analysen, die nicht exakt am selben Ort angeordnet werden können wie die Sensoren, die Anteile von Zementstein und Zuschlag im Beton, die bei der Analyse von Bohrkernen und Bohrmehl stark variieren können sowie Ungenauigkeiten bei den Messungen mit den Sensoren und bei den Analysen. Alle diese Gründe könnten allerdings auch bei den Normalbetonen aufgeführt werden.

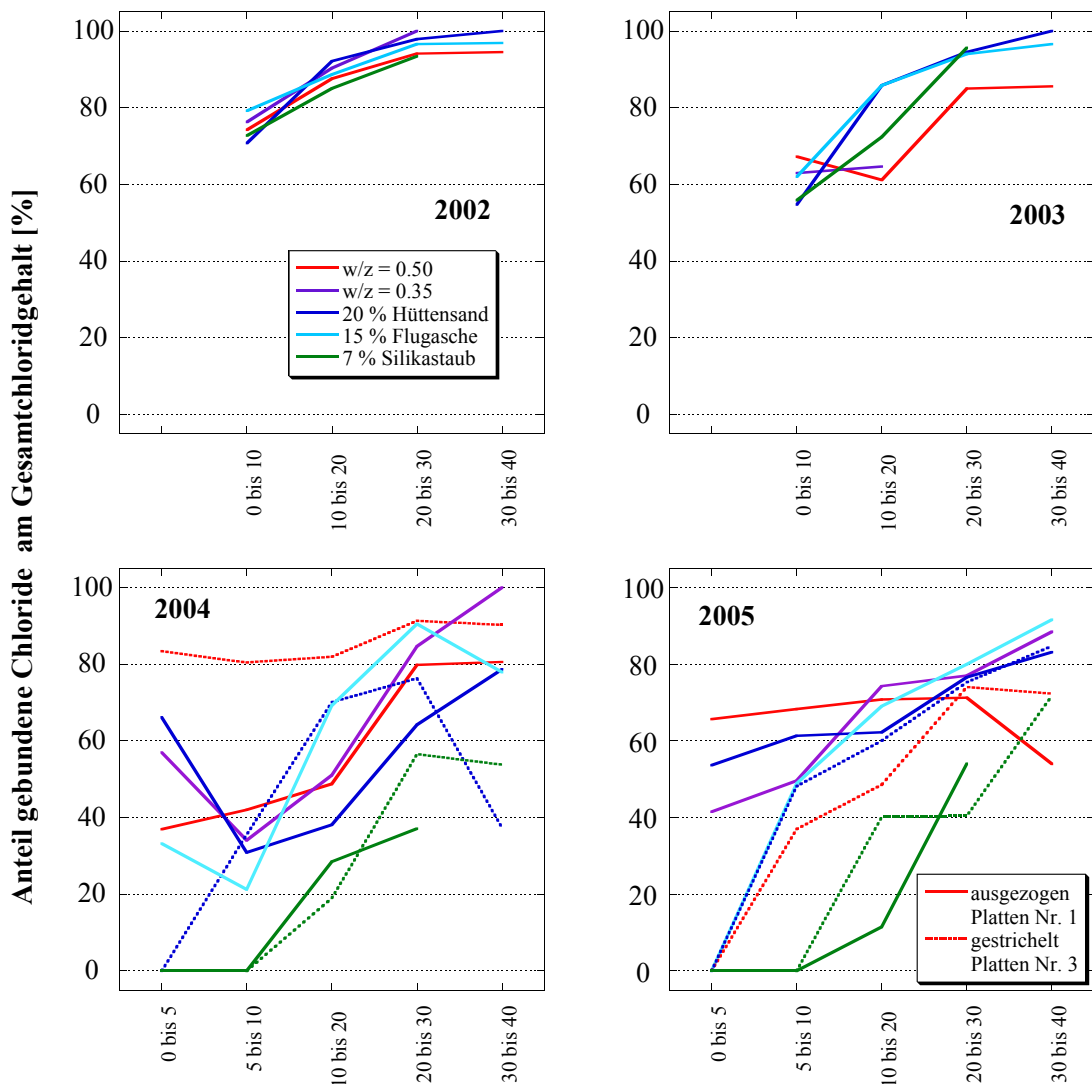


Bild 4.19: Anteil der gebundenen Chloride am Gesamtchloridgehalt [%], abhängig von der Tiefenstufe [mm] und von der Zeit (mit der Zeit zunehmender Gesamtchloridgehalt). Die Bestimmung erfolgte aus dem, mit den Sensoren bestimmten freien Chloridgehalt im Porenwasser und aus dem Gesamtchloridgehalt aus den Analysen.

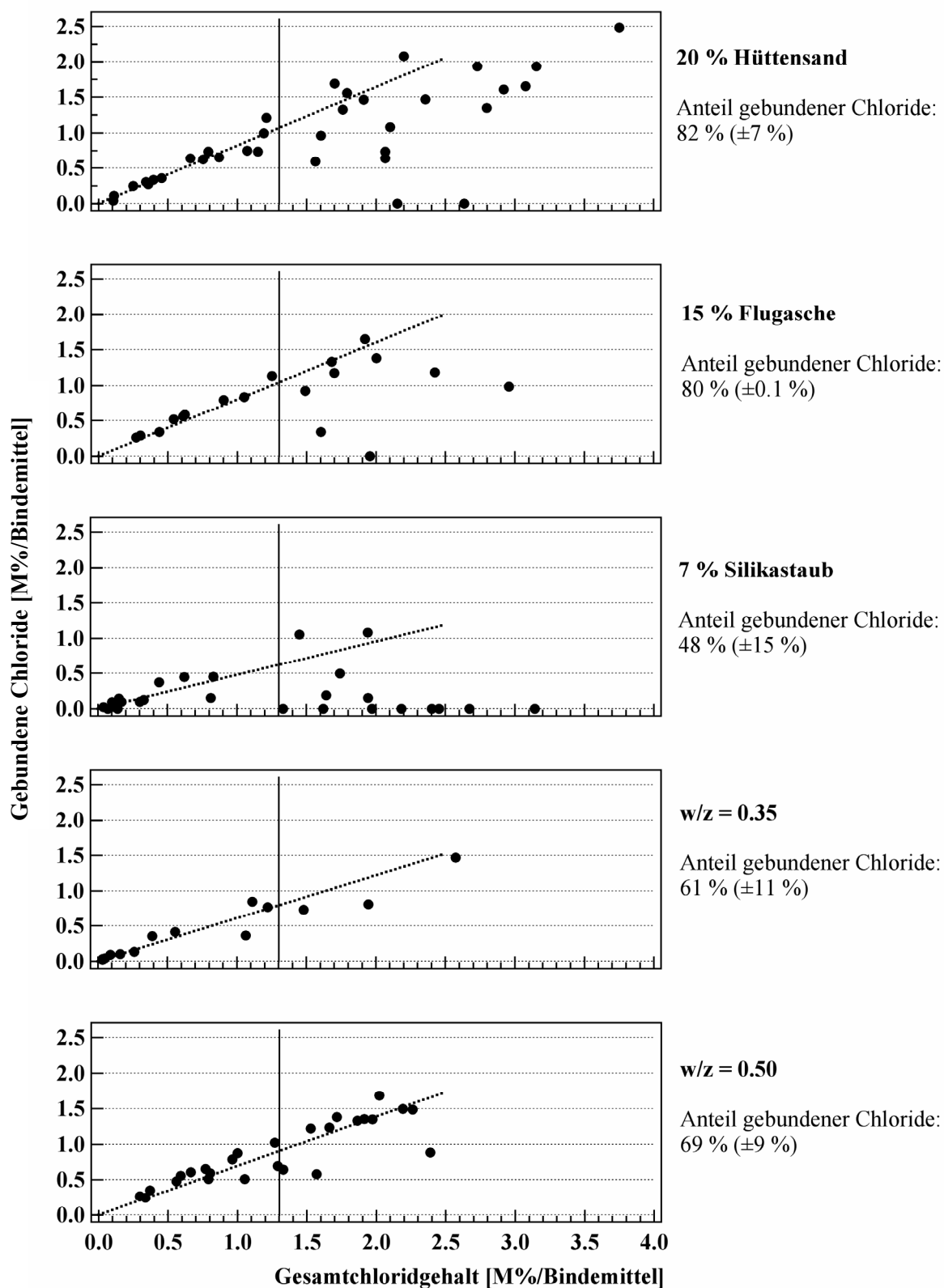


Bild 4.20: Zusammenhang zwischen dem Gehalt an gebundenen Chloriden und dem Gesamtchloridgehalt.

4.5 Messungen an den elektrisch isolierten Stäben

Die Korrosion an den verschiedenen elektrisch isolierten Stäben in den Platten wurde im 10- später im 30-Minuten-Intervall, bzw. bei Handmessungen alle 30 bis 35 Tage erfasst. Die Handmessungen im Tunnel erfolgten nur 1- bis 2mal jährlich. Gemessen wurde entweder der Korrosionsstrom, das -potenzial oder die Potenzialdifferenz zum einbetonierten Netz auf der Rückseite. Es zeigte sich, dass mit monatlichen Handmessungen ein recht gutes Bild über die zeitlichen Veränderungen zu erhalten ist.

4.5.1 Baustahl in unterschiedlichen Betonqualitäten

Die an den Baustählen gemessenen Ströme in Abhängigkeit von der Zeit sind in Anhang 3 je Betonqualität, jeweils für die Platten Nr. 1 bis 4 in unterschiedlicher Höhe ab OK Terrain, dargestellt. Bild 4.21 zeigt die Diagramme mit den Korrosionsströmen und Bild 4.22 die Diagramme mit den Korrosionspotenzialen der Stäbe mit unterschiedlicher Betonüberdeckung in den untersten Platten. Korrosionsstrom und -potenzial konnten nicht gleichzeitig aufgezeichnet werden. Folgendes ist feststellbar (siehe auch Tabelle 4.3):

- In allen Betonen wurden die ersten Baustähle mit 10 mm Überdeckung bereits im 2. Winter aktiviert (2001/2002). Ausnahme ist der Beton mit $w/z = 0.35$. In dieser Platte erfolgte die erste Initiierung ein Jahr später.
- Die Ströme sind in den untersten Platten am grössten im Beton mit $w/z = 0.50$: 60 bis 90 μA im Sommer 2004 und 2005. Im Beton mit Flugasche waren es im selben Zeitraum 40 bis 60 μA und in den Betonen mit Silikastaub und Hütten sand 20 bis 40 μA . Die kleinsten Ströme wurden im Beton mit $w/z = 0.35$ gemessen (weniger als 10 μA).
- Auch in der zweiten Platte (0.60 bis 1.20 m ab OK Terrain) erfolgte die Initiierung im zweiten Winter und die Ströme waren etwa gleich.
- Der positive Einfluss der Höhe ab OK Terrain ist, wenn überhaupt, erst ab der dritten Platte feststellbar. Im Beton mit Silikastaub wurden im 2. Winter bereits in allen Platten Stäbe mit 10 mm Überdeckung initiiert.
- Nach dem 5. Winter (2004/2005) korrodierten in sämtlichen Platten die Baustähle mit 10 mm Betonüberdeckung. Ausnahme ist der Beton mit $w/z = 0.35$. Die erste Initiierung erfolgte im 3. Winter und die Korrosionsströme waren immer klein ($<10 \mu\text{A}$).
- In den Betonen mit $w/z = 0.50$ oder mit Zusatzstoffen wurden auch besser überdeckte Stäbe aktiviert. Die Ströme waren in den Betonen mit Zusatzstoffen in der Regel aber gering.
- Über alle Platten betrachtet, sind die Ströme im Beton mit $w/z = 0.50$ am grössten, im Beton mit $w/z = 0.35$ am kleinsten und die Betone mit Zusatzstoffen liegen dazwischen. Tendenziell schneidet der Beton mit Silikastaub unter diesen Betonen am besten ab.

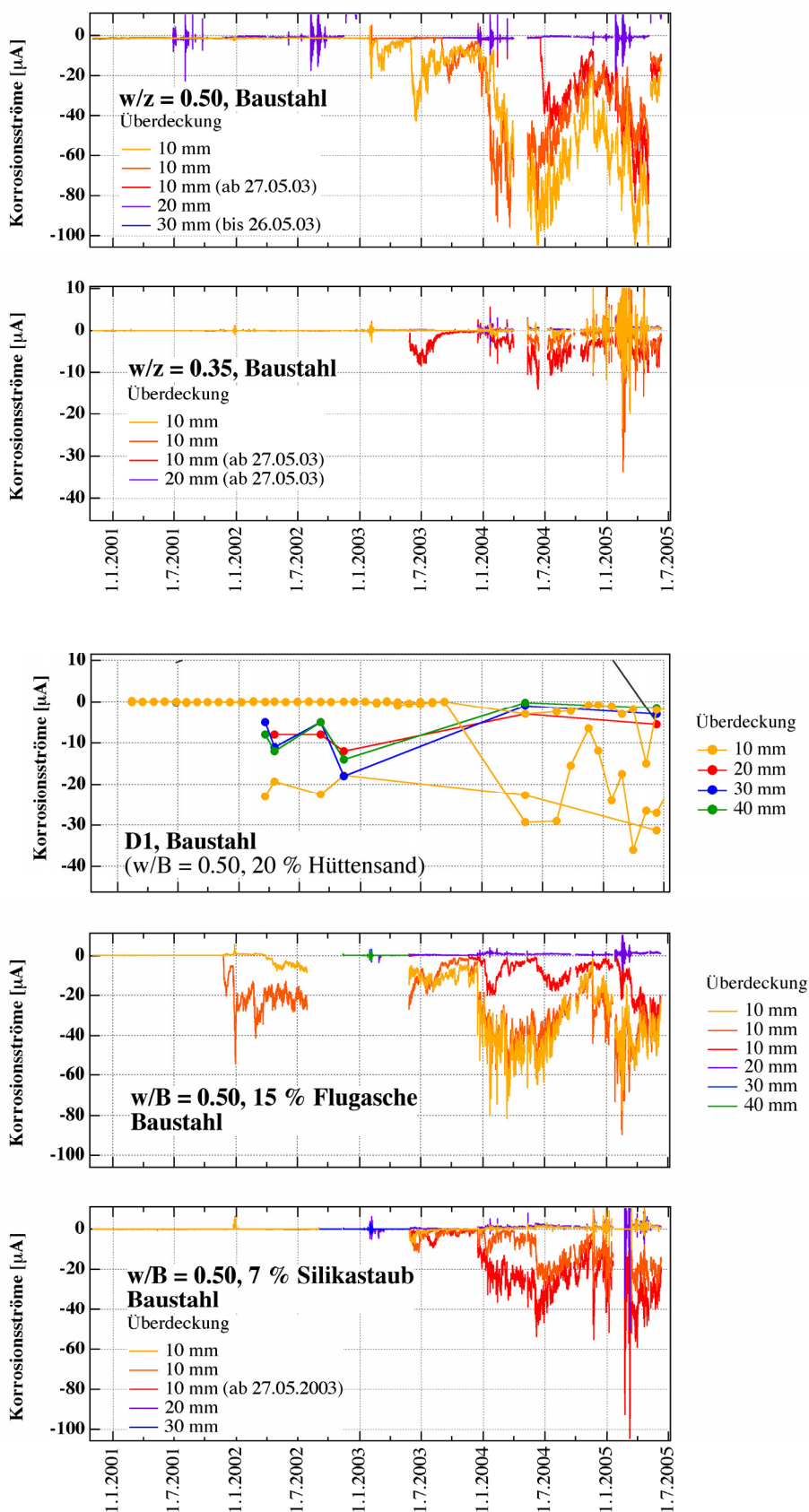


Bild 4.21: Korrosionsströme in Abhängigkeit von der Zeit (Baustahl in verschiedenen Betonqualitäten mit variabler Betonüberdeckung, unterste Platte 0.00 bis 0.60 m ab OK Terrain).

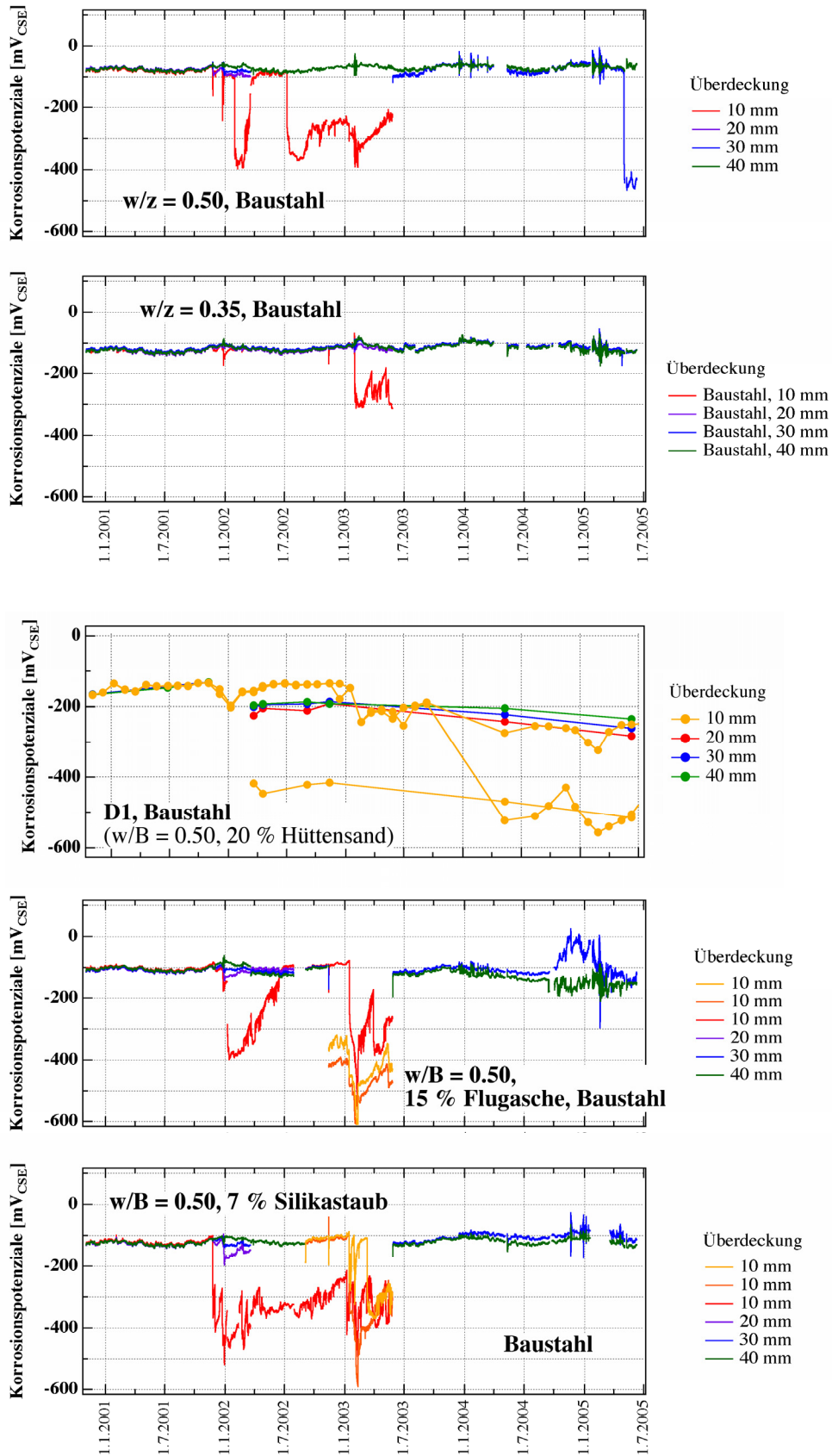


Bild 4.22: Korrosionspotenziale in Abhängigkeit von der Zeit (Baustahl in verschiedenen Betonqualitäten mit variabler Betonüberdeckung, unterste Platte 0.00 bis 0.60 m ab OK Terrain wie in Bild 4.21).

4.5.2 Verschiedene Stahl- in unterschiedlichen Betonqualitäten

In den untersten Platten der verschiedenen Betonqualitäten wurden jeweils 2 bis 3 isolierte Stäbe pro Stahlqualität in 10 mm Tiefe eingebaut. Die gemessenen Ströme sind in den Diagrammen in Anhang 4 dargestellt. Die Resultate der Platten D3 und F3 sind ebenfalls enthalten. Weiter sind im Anhang 4 die Resultate der Platten aus Referenzbeton dargestellt, die die verschiedenen Stahlqualitäten mit variablen Betonüberdeckungen enthalten (Platten B1, B2, C1 und C2). Schliesslich sind in Tabelle 4.3 die Initiierungen der isolierten Stäbe mit nur 10 mm Überdeckung zusammengestellt. Die Tabelle enthält auch die Gesamtchloridgehalte in 10 mm Tiefe im auf die Initiierung folgenden Frühjahr und die Grössenordnung der Ströme im Sommer 2004 bzw. 2005. Die Gesamtchloridgehalte wurden aus den Profilen der Chloridanalysen abgeschätzt (Bild 4.17). Es handelt sich dabei nicht um die kritischen, Korrosion auslösenden Chloridgehalte im eigentlichen Sinn. Für die Beurteilung von praktischen Fragen geben sie aber sicher einen Hinweis. Folgendes ist feststellbar:

- Wie bei den normalen Baustählen setzte die Korrosion der verzinkten Stäbe in den untersten Platten im Winter 2001/2002 mit sehr hohen Strömen ein (100 bis 180 μA). Ab dem Sommer 2002 wurden in den unterschiedlichen Betonqualitäten nur noch die Korrosionspotenziale der verzinkten Stäbe gemessen (keine gleichzeitige Stromaufzeichnung möglich).
- Im Beton mit $w/z = 0.50$ wurden im 2. Winter auch Top 12 aktiviert. Die Ströme waren mit 40 bis 50 μA aber geringer wie bei den Baustählen.
- In den Betonen mit Flugasche und Hüttensand wurde der Top 12 im darauf folgenden 3. Winter aktiviert. Die Ströme waren noch einmal geringer wie im Referenzbeton (20 bis 40 μA).
- Top 12 wurden auch in den Platten Nr. 2 und 3 (0.60 bis 1.80 m ab OK Terrain) aktiviert. Die Ströme waren in den Betonen mit Zusatzstoffen aber sehr gering.
- Im Beton mit $w/z = 0.35$ wurden bisher nur Baustähle aktiviert, mit sehr geringen Strömen.
- Bisher wurden demnach praktisch alle verzinkten und normalen Baustähle sowie einzelne Top 12 mit nur 10 mm Überdeckung initiiert.
- Keine Korrosion in allen Betonqualitäten erfolgte bisher an den höher legierten Stählen (1.4401 und Duplex). Diese Stäbe wirken nach dem 5. Winter eher als Kathode. Das heisst, dass das dahinter liegende Bewehrungsnetz allenfalls aktiviert worden ist (Überdeckung von der Vorderseite her 55 bis 60 mm).
- Das Korrosionspotenzial der passiven Stähle liegt in allen Betonqualitäten bei ca. -100 bis -250 mV_{CSE} . Dasjenige der passiven verzinkten Stähle ist etwas negativer und liegt bei -250 bis -300 mV_{CSE} (nur im Beton mit $w/z = 0.35$ feststellbar).
- Die Chloridgehalte lagen im auf die Initiierung folgenden Frühjahr bei rund 1.5 M%/Zement. Im Beton mit $w/z = 0.35$ und in den Betonen mit Flugasche und Silikastaub eher darunter und im Beton mit Hüttensand eher darüber.
- Der Top 12 verhielt sich bei geringen Überdeckungen (10 mm) nicht wesentlich besser wie der normale Baustahl.

Tabelle 4.3: Initiierung der unterschiedlichen Stahl- in den verschiedenen Betonqualitäten, ausschliesslich Stäbe mit 10 mm Überdeckung.

Betonqualität	Stahlqualität	Platte Nr.	Initiierung	Gesamtchloridgehalt [M%/Z.] ¹⁾	Strom [μ A] ²⁾
w/z = 0.50	Baustahl	1	2. Winter	1.5 bis 1.7	60 bis 90
		2	2. Winter		60 bis 90
		3	4. Winter	1.5 bis 1.7	15
		4	4. Winter		20 bis 40
	verzinkter Stahl	1	2. Winter	1.5 bis 1.7	über 100
		2	1. Winter		60
	Top 12	1	2. Winter	1.5 bis 1.7	40
		2	2. Sommer		50
w/z = 0.35	Baustahl	1	3. Winter	1.0 bis 1.2	< 10
		2	4. Winter		10
		3	4. Winter	1.0 bis 1.5	< 5
	verz. Stahl	keine Initiierung im Beobachtungszeitraum			
	Top 12	keine Initiierung im Beobachtungszeitraum			
Hüttensand	Baustahl	1	2. Winter	2.0 bis 2.5	ca. 35
		2	2. Winter		40 bis 80
		3	3. Winter	1.2 bis 1.7	40
		4	4. Winter		10 bis 20
	verz. Stahl	1	2. Winter	2.0 bis 2.5	50 bis 70
		3	2. Winter	1.2 bis 1.7	60 bis 80
	Top 12	1	4. Winter	ca. 2.0	20 bis 40
		3	3. Winter	1.2 bis 1.7	10
Flugasche	Baustahl	1	2. Winter	1.2 bis 1.5	40 bis 60
		2	2. Winter		ca. 30
		3	2. Winter	1.2 bis 1.5	20
		4	4. Winter		15
	verz. Stahl	1	2. Winter	1.2 bis 1.5	> 100
	Top 12	1	3. Winter	1.2 bis 1.5	ca. 20
Silikastaub	Baustahl	1	2. Winter	ca. 1.2	20 bis 40
		2	2. Winter		25 bis 40
		3	2. Winter	ca. 1.4	20
		4	2. Winter		< 10
	verz. Stahl	1	2. Winter		ca. 100
	Top 12	3	5. Winter	ca. 2.0	< 10

1) Gesamtchloridgehalt im Frühjahr nach der Initiierung (Analysen).

2) Grössenordnung des Stroms in den Sommern 2004 bzw. 2005.

4.5.3 Einfluss der Überdeckung

Der Einfluss der Überdeckung folgt aus den Diagrammen in den Bildern 4.21 und 4.22 sowie jenen in den Anhängen 3 und 4. In Tabelle 4.4 sind die Aktivierungen der isolierten Stäbe mit Überdeckungen grösser als 10 mm zusammengestellt. Ergänzt wurden wiederum die Gesamtchloridgehalte in 10 mm Tiefe im auf die Initiierung folgenden Frühjahr und die Grössenordnung der Ströme im Sommer 2004 bzw. 2005. Folgendes kann festgestellt werden:

- Bei mehr als 10 mm Überdeckung wurden im Beobachtungszeitraum ausschliesslich verzinkte und normale Baustähle und nur in den Betonen mit w/z oder $w/B = 0.50$ initiiert.
- Im Beton mit Hüttensand wurden viele tiefer liegende Baustähle initiiert (bis 45 mm überdeckt), die Korrosionsströme waren aber sehr gering. Nur bei den 15 mm überdeckten Stäben wurden noch 15 bis 30 μA gemessen.
- Im Beton mit Silikastaub wurden bisher nur die 15 mm überdeckten Stäbe aktiviert und die Ströme waren gering.
- Im Beton mit Flugasche wurden in der 2. Platte Stäbe mit 15 und 25 Überdeckung aktiviert mit Strömen von 40 bis 60 μA . In der 4. Platte waren es die 15 mm überdeckten Stäbe mit geringen Strömen.
- Im Referenzbeton wurden alle verzinkten Baustähle aktiviert. Die Ströme waren am grössten. Daneben wurden im Referenzbeton auch viele normale Baustähle aktiviert mit doch relativ grossen Strömen bei den 15 bis 25 mm überdeckten Stäben.
- Nach dem Einsetzen der Korrosion an den tiefer liegenden Stäben waren die Chloridgehalte im Frühjahr nach der Initiierung deutlich tiefer wie bei den nur 10 mm überdeckten Stäben: Im Beton mit $w/z = 0.50$ bei 1.0 bis 1.5 M%/Z. für den Baustahl und 0.5 bis 1.0 M%/Z. für den verzinkten Stahl, im Beton mit Hüttensand bei 0.5 bis 1.0 M%/Z. Dies ist vermutlich eine Folge der Veränderung des Chloridgehalts vom Zeitpunkt der Initiierung bis zur Entnahme des Bohrkerns, die im Fall der nur 10 mm überdeckten Stäbe gross sein kann.
- Im Beton mit Silikastaub waren dagegen die Chloridgehalte deutlich höher (1.5 bis 2.0 M%/Z.). Hier ist es vermutlich die Auswirkung des dichter werdenden Gefüges. Im 5. Winter ist für eine praxisrelevante Initiierung ein höherer Chloridgehalt notwendig wie im 2. Winter.
- Bei Überdeckungen >10 mm traten bei den nicht rostenden Stählen (Top 12, 1.4401 und Duplex) bisher keine Initiierungen auf.

Tabelle 4.4: Initiierung von isolierten Stäben mit Überdeckungen grösser als 10 mm.

	Platte Nr.	Überdeckung [mm]	Initiierung	Gesamtchloridgehalt [M%/Z.] ¹⁾	Strom [μ A] ²⁾
w/z = 0.50, Baustahl	1	30	5. Winter	1.0 bis 1.5	keine Strommessung
	2	15	4. Winter		60 bis 80
		20 und 25	5. Winter		40 bis 60
		45	5. Winter		10 bis 20
4	15 und 30	5. Winter	1.0 bis 1.5	10 bis 50	
w/z = 0.50, verzinkter Stahl	1	15	2. Winter	0.5 bis 1.0	50 bis 80
		20, 25	2. Winter	0.5 bis 1.0	90 bis >100
		30, 35, 40	5. Winter	0.5 bis 1.0	80 bis >100
		45			35
	2	15	2. Winter		>100
		20, 25, 35	4. Winter		>100, 70, 70
		30, 40	5. Winter		50
w/z = 0.35	keine Stäbe mit Überdeckung > 10 mm initiiert.				
Hüttensand, Baustahl	1	20, 30, 40	2. Winter	ca. 1.0	< 5
	2	15			15, 50
		20 bis 45	4. Winter		ca. 5
	3	20, 30, 40	4. Winter	ca. 0.5	< 5
4	15	5. Winter		15 bis 20	
Flugasche, Baustahl	2	15 und 25	4. Winter	ca. 1.5	40 bis 60
	4	15	5. Winter	ca. 1.5	10
Silikastaub, Baustahl	2	15	5. Winter	1.5 bis 2.0	13
	4	15	5. Winter	1.5 bis 2.0	10

1) Gesamtchloridgehalt im Frühjahr nach der Initiierung (Analysen).

2) Grössenordnung des Stroms in den Sommern 2004 bzw. 2005.

4.5.4 Baustahl in hydrophobiertem, chloridhaltigem Beton

Der Anhang 5 enthält die Diagramme mit den Korrosionsströmen in Abhängigkeit von der Zeit in den Platten A3 und A4 (hydrophobiert) sowie B3 und B4 (nicht hydrophobiert). Die Platten wurden mit Referenzbeton hergestellt und enthalten isolierte Baustähle in variabler Tiefe, jeweils mit einem einzelnen Stab als Kathode zur hinteren Seite hin. Der Beton der vorderen Plattenhälfte wurde mit 2 M% Chloriden bezogen auf den Zementgehalt hergestellt. Die hintere Seite der Platten enthält keine Chloride. Die Messungen zeigen, dass in der unteren Platte (A3 bzw. B3) die Korrosionsströme durch die Hydrophobierung auf maximal 10 μ A verringert werden konnten. Dies im Vergleich zu 30 μ A in der nicht hydrophobierten Platte. In den oberen Platten ist dieser Effekt nicht mehr feststellbar. Die Ströme sind in beiden Platten ungefähr gleich (10 bis 20 μ A). Dies ist allenfalls darauf zurückzuführen, dass bei den obersten Platten kaum mehr Spritzwasser anfällt und sich die Wirkung der

Hydrophobierung deshalb erübrigt. Stäbe mit mehr als 20 mm Überdeckung korrodierten in diesen Platten nicht, obwohl sie in chloridverseuchtem Beton liegen.

4.6 Verzinkte in Kombination mit normaler Bewehrung

Die Platten C3 und C4 wurden mit Referenzbeton und 2 M% Chlorid bezogen auf den Zementgehalt hergestellt. Eingelegt wurde auf der Vorderseite ein Netz aus verzinktem, auf der Rückseite eines aus normalem Baustahl. Anhang 6 enthält den zwischen den beiden Netzen fließenden Korrosionsstrom, die Spannungsdifferenz und den absoluten, elektrischen Widerstand in Abhängigkeit von der Zeit. Die Diagramme zeigen, dass eine verzinkte Bewehrung im chloridverseuchten Beton als Opferanode wirkt.

4.7 Umrechnung des spezifischen elektrischen Widerstands in den Wassergehalt

Im Rahmen der Arbeit in [3] wurden die spezifischen elektrischen Widerstände einer ersten Phase ab Versuchsbeginn bis April 2003, umgerechnet in den Wassergehalt des Betons in Abhängigkeit von der Zeit, um den Wasserhaushalt quantitativ studieren zu können. Die einzelnen Schritte für die Umrechnung der vor Ort gemessenen Widerstände in den Wassergehalt sind in Bild 4.23 dargestellt.

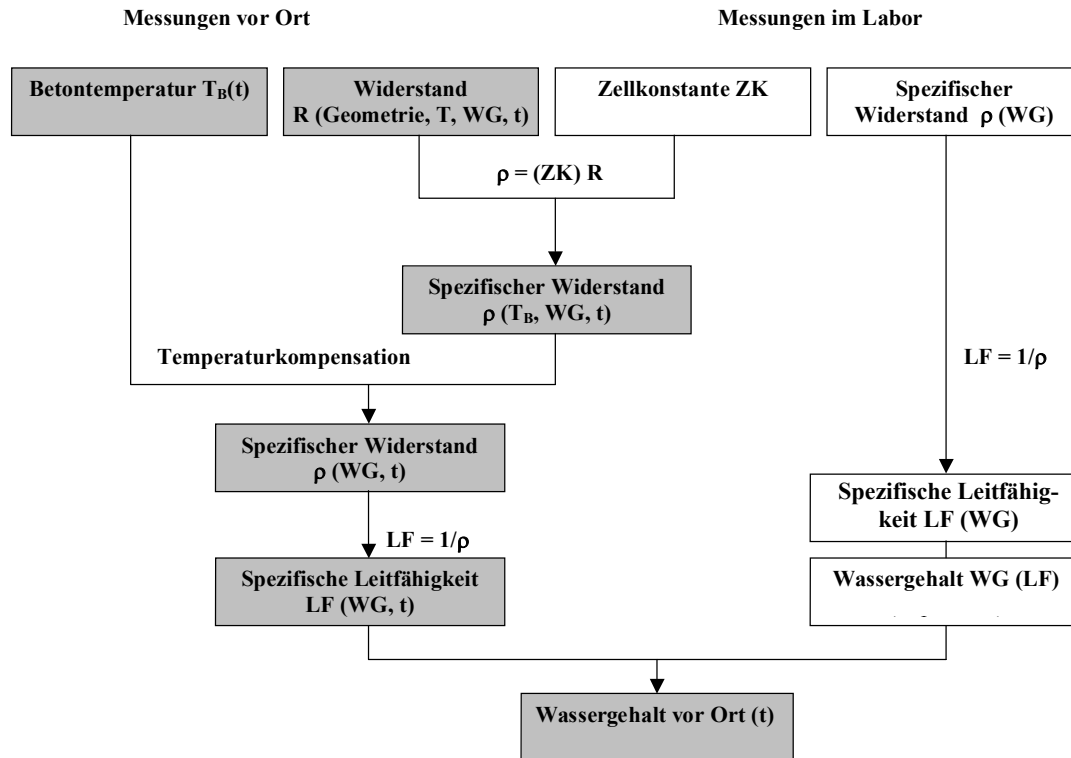


Bild 4.23: Schema für die Umrechnung der gemessenen elektrischen Widerstände in den Wassergehalt.

Für den qualitativen Vergleich des Verhaltens der verschiedenen Betonqualitäten vor Ort wurde im Kapitel 4.3 die Temperaturkompensation mit einer Bezugstemperatur von 7.5 bzw. 8.7 °C für den gesamten Zeitabschnitt durchgeführt. Der Fehler in den kompensierten Widerständen nimmt mit zunehmender Differenz zwischen den effektiv gemessenen Temperaturen und der Bezugstemperatur zu [3], d.h. für eine quantitative Analyse des Wassereintrags sollte diese Differenz möglichst klein gehalten werden. Die Kompensation wurde deshalb je Halbjahr durchgeführt und als Bezugstemperatur T_0 der Mittelwert der entsprechenden Mediane für das Sommer- bzw. das Winterhalbjahr gewählt: im Sommerhalbjahr $T_0 = 13.0$ °C; im Winterhalbjahr $T_0 = 4.3$ °C.

Im nächsten Schritt wurde der Wassergehalt in den verschiedenen Tiefenstufen in Abhängigkeit von der Zeit abgeschätzt. Dies mit Hilfe der im Labor ermittelten [3], linearen Zusammenhänge von Wassergehalt und spezifischer elektrischer Leitfähigkeit für die beiden Bezugstemperaturen. Da der maximale Wassergehalt vor Ort das kapillar füllbare Porenvolumen nicht übersteigen kann, wurde als Randbedingung die entsprechende spezifische Leitfähigkeit als Minimum gesetzt, Gleichung (4.1).

$$\sigma \geq \sigma_{ges} \quad \text{Gleichung (4.1)}$$

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

Für einzelne Tiefenstufen wurde in Bild 4.24 der so berechnete Wassergehalt pro m^3 in Abhängigkeit von der Zeit aufgetragen. Neben dem Referenzbeton mit $w/z = 0.50$ ist zum Vergleich auch der hydrophobierte Beton dargestellt. Die Temperaturkompensation der Widerstände je Halbjahr, mit der entsprechenden Bezugstemperatur, hat Unstetigkeiten im Wassergehalt von einem Halbjahr zum nächsten zur Folge. Das fällt vor allem beim hydrophobierten Beton auf. Da zur Beurteilung des Wasserhaushalts die Zeitreihen aber während kurzen Zeitsegmenten (Ereignissen) innerhalb eines Halbjahrs ausgewertet werden, haben diese Unstetigkeiten keine Bedeutung.

Obwohl beim hydrophobierten Beton die äusserste instrumentierte Tiefenstufe erst bei 10 bis 20 mm liegt, ist erkennbar, dass während der ganzen Messperiode kein Wasser bis in grössere Tiefen eingetragen worden ist. Dies hat zur Folge, dass der Beton langsam austrocknet, bis er den „Gleichgewichtswassergehalt“ für die vorliegende Exposition erreicht. Der Jahresmittelwert der relativen Luftfeuchtigkeit im Tunnel beträgt 65 bis 70 %, was einem Wassergehalt von knapp 30 l/m^2 entsprechen würde. Ob und in welchem Ausmass allenfalls flüssiges Wasser in die äussersten 10 mm eindringen konnte, lässt sich mit der vorhandenen Instrumentierung nicht beurteilen. Der mittlere Chloridgehalt in dieser Tiefenstufe, lässt aber den Schluss zu, dass zumindest in die äussersten Millimeter Wasser und damit auch Chloride eingetragen worden sind.

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

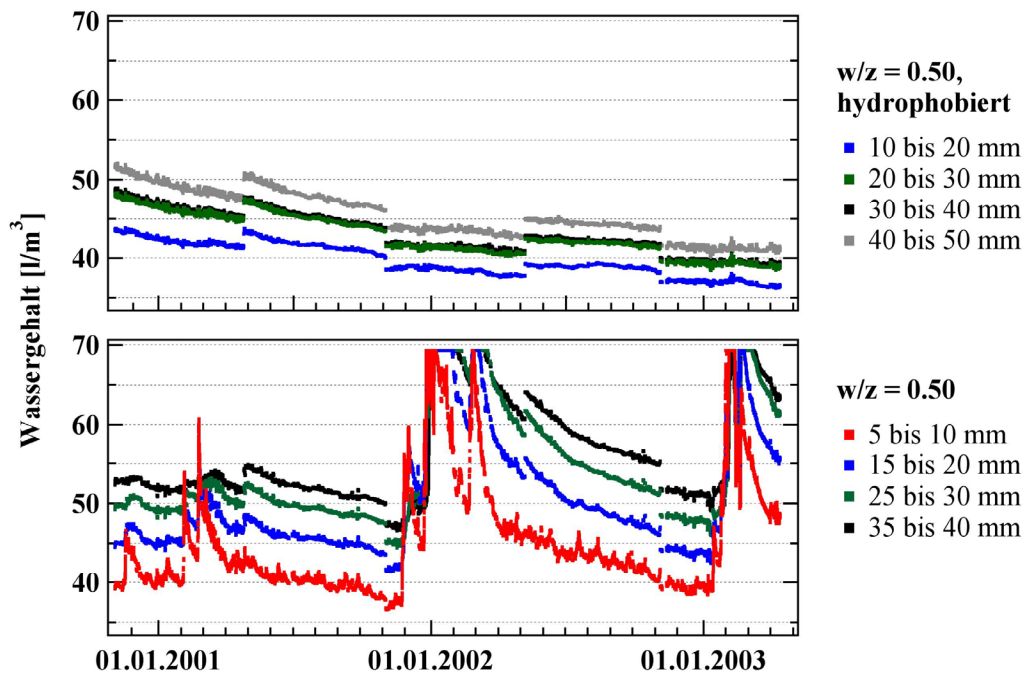


Bild 4.24: Wassergehalt in verschiedenen Tiefenstufen, in Abhängigkeit von der Zeit.

Die Analyse des Wassereintrags erfolgte über die Betrachtung der zeitlichen Veränderung des gesamten Wassergehalts in den ersten 80 mm sowie über die Tiefenwirkung dieser Veränderung. Dazu wurde der gesamte Wassergehalt in den ersten 80 mm durch Summation des Wassergehalts von 5 bzw. 10 mm dicken Scheiben bestimmt (Bild 4.25, Gleichung 4.2). Die Scheiben entsprachen der Anordnung der Sensoren.

$$\begin{aligned}
 WG_{gesamt} &= \sum (WG \text{ aller Tiefenstufen}) \\
 &\leq \text{kapillar füllbares Porenvolumen}
 \end{aligned}
 \quad \text{Gleichung (4.2)}$$

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

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

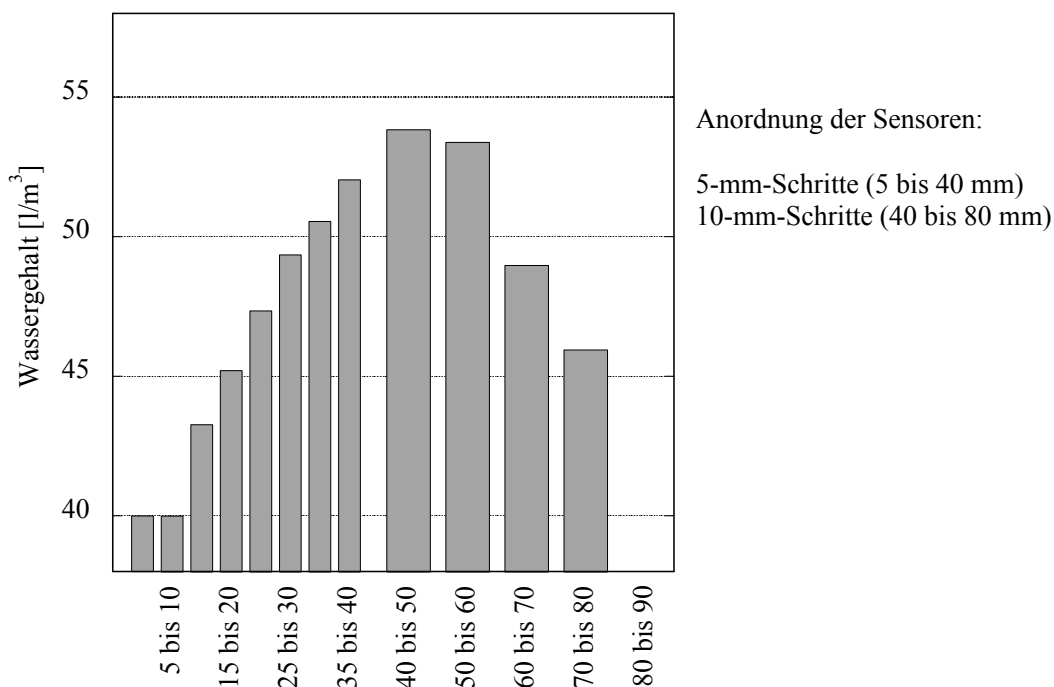


Bild 4.25: Bestimmung des gesamten Wassergehalts in den ersten 80 mm (Referenzbeton am 01.02.2001, 12.00 Uhr).

Die Grösse der Veränderungen des Wassergehalts wird stark beeinflusst durch die für die Umrechnung verwendeten Zusammenhänge zwischen dem Wassergehalt und der spezifischen Leitfähigkeit. Dies vor allem bei hohen Wassergehalten bis zur Sättigung. Da der Wassereintrag bei der vorhandenen Exposition im Naxbergtunnel vor allem im Winter stattfindet, ist es sinnvoll, für die Betrachtung den entsprechenden Zusammenhang für die tiefere Bezugstemperatur zu verwenden. Stark beeinflusst wird die Abschätzung des Wassergehalts auch durch im Beton vorhandene Chloride. Bei hohen Chloridgehalten, wird die Veränderung des Wassergehalts überschätzt, wenn der Zusammenhang für chloridfreien Beton verwendet wird.

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

Die Umrechnung konnte mit Labormessungen an zwei Prismen, mit denen Aufsaugversuche durchgeführt worden sind, überprüft werden. Bild 4.26 zeigt den Wassergehalt pro m^3 für die verschiedenen Tiefenstufen sowie den gesamten Wassergehalt in den ersten 75 mm in Abhängigkeit von der Zeit. Die Resultate der beiden Prismen waren praktisch identisch. Die Abnahme des Wassergehalts in den ersten beiden Tiefenstufen weist auf Auslaugeeffekte hin. Insgesamt wurden im dargestellten Fall ca. $1.1 l/m^2$ aufgenommen. Das sind auf das Prisma gerechnet 33 g. Mittels Wägung wurden 34.2 g bestimmt. Die Übereinstimmung ist damit sehr gut.

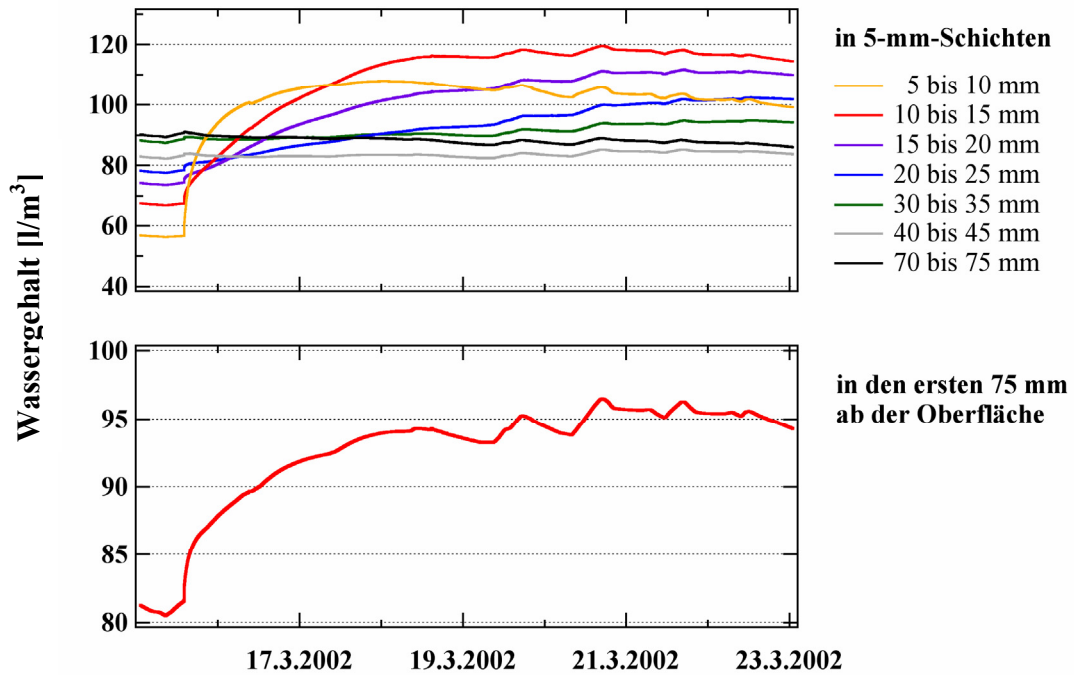


Bild 4.26: Aufsaugversuch an beschichteten Betonprismen: Wassergehalt je Tiefenstufe sowie gesamter Wassergehalt in den ersten 75 mm in Abhängigkeit von der Zeit.

Mit beiden Prismen wurde ein zweiter Aufsaugversuch durchgeführt, bei dem die Resultate der Umrechnung 25 bis 30 % über denjenigen der Wägung lagen. Aus dem gesamten Wassergehalt wurden Wasseraufnahmegeschwindigkeiten bestimmt (Tabelle 4.5).

Tabelle 4.5: Wasseraufnahmegeschwindigkeiten von beschichteten Prismen im Aufsaugversuch.

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

5 Wasser- und Schadstoffaufnahme – Diskussion der Resultate

Die Resultate der Untersuchungen erlauben es, Rückschlüsse auf den Wasserhaushalt unter den im Naxbergtunnel vorherrschenden Verhältnissen mit Spritzwasser und Trocknungsphasen zu ziehen. Das Kapitel 5 umfasst die im Rahmen von [3] erarbeitete Analyse des Wasserhaushalts und der Schadstoffaufnahme. Am Beispiel des Referenzbetons wird der Wasserhaushalt in Abhängigkeit von der Zeit dargestellt und die vor Ort festgestellten Ereignisse werden analysiert. Danach erfolgt die Charakterisierung und die Definition von Gross- und Kleinereignissen.

5.1 Wasserhaushalt

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

In Bild 4.24 wurde der Wassergehalt in verschiedenen Tiefenstufen in Abhängigkeit von der Zeit für den Referenzbeton aufgetragen. Das Bild gibt einen groben Überblick über den Wasserhaushalt während der gesamten Untersuchungsperiode. Es folgt deutlich, dass bei der vorliegenden Exposition und der dargestellten Betonqualität markante Ereignisse festgestellt werden können. Diese haben ausschliesslich in den kalten Jahreszeiten stattgefunden und hatten in den Wintern 2001/2002 und 2002/2003 sehr grosse Auswirkungen auf den Wassergehalt im Beton. Die Messungen zeigen, dass innerhalb von relativ kurzer Zeit immer wieder viel chloridhaltiges Wasser bis in grosse Tiefen eindringen konnte.

Mit dem vorhandenen Instrumentarium waren Änderungen des Wassergehalts ab der Tiefenstufe 5 bis 10 mm feststellbar. Sämtliche Ereignisse, die während der gesamten Beobachtungsperiode einen gerade noch feststellbaren Wassereintrag in die ersten 10 mm ($\geq 0.02 \text{ kg/m}^2$) zur Folge hatten, wurden nun erfasst und durchnummeriert. In Bild 5.1 sind von ausgewählten Ereignissen die Detailausschnitte aus Bild 4.24 zusammengestellt und die Bilder 5.2 und 5.3 zeigen die Auswirkungen der in Bild 5.1 dargestellten Ereignisse auf den Wassergehalt im Tiefenprofil, sowie die gesamte Wasseraufnahme und die klimatischen Randbedingungen während den Einträgen. Anhang 7 enthält diese Darstellungen für alle grösseren Wassereinträge.

Diese dienen als Basis für die Analyse der erfolgten Wasseraufnahmen. Nachfolgend werden die in den Bildern 5.1 bis 5.3 dargestellten Ereignisse beschrieben.

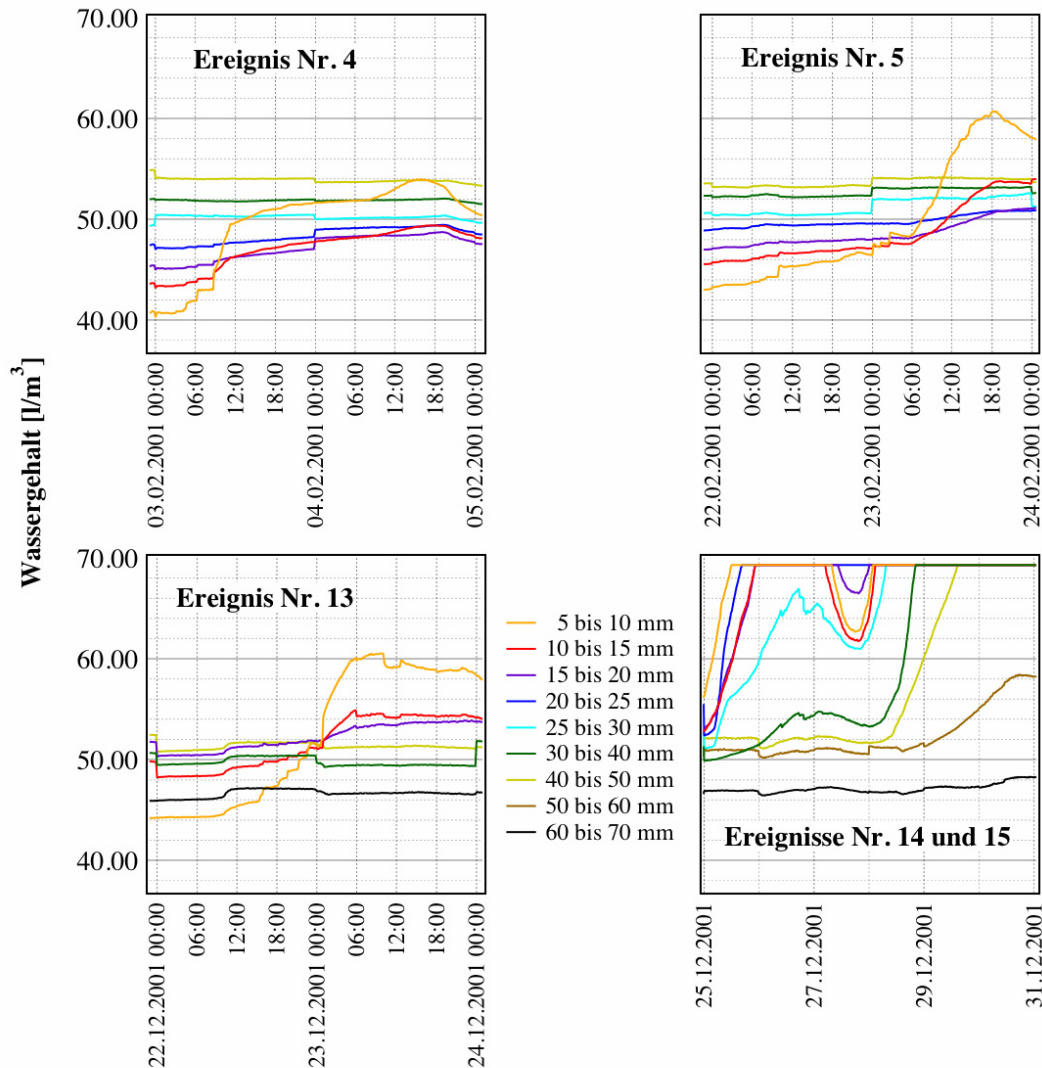


Bild 5.1: Wassergehalt in verschiedenen Tiefenstufen in Abhängigkeit von der Zeit für den Referenzbeton, Detailausschnitte aus Bild 4.24.

Ereignis Nr. 4 (Bilder 5.1 und 5.2):

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

Ereignis Nr. 5 (Bilder 5.1 und 5.2):

Der Feuchtigkeitsgradient war vor dem Wassereintrag flacher als Anfang Februar, was darauf hinweist, dass die Zeit von 17 Tagen nicht reichte, um den Wassereintrag des Ereignisses Nr. 4 wieder rückgängig zu machen. Die Niederschläge waren begleitet von Temperaturen zwischen -1 und $+2$ °C. Der grösste Teil des Wassereintrags erfolgte am 23.02. innerhalb von 12 Stunden während des Anstiegs der Luft-

temperatur von -0.5 auf $+2$ °C und der Betontemperatur von $+1.5$ auf $+3$ °C. Insgesamt betrug die Wasseraufnahme etwa 0.28 kg/m^2 .

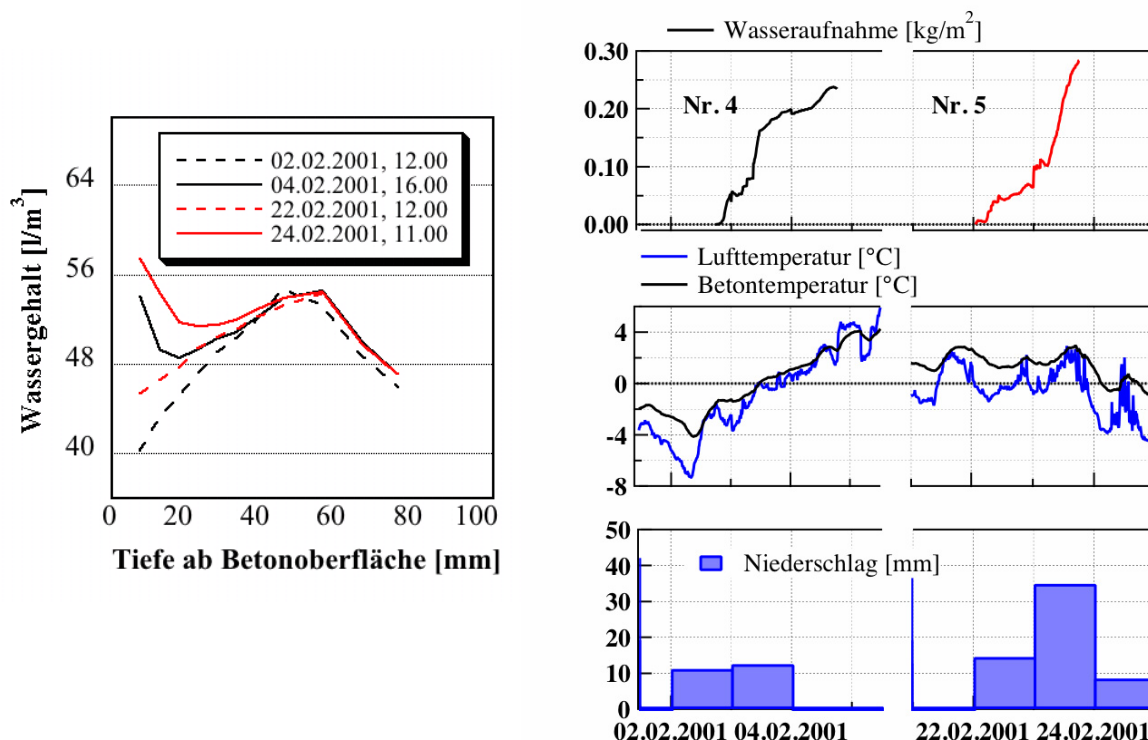


Bild 5.2: Ereignisse Nr. 4 und 5, Februar 2001.

Ereignisse Nr. 13 bis 15 (Bilder 5.1 und 5.3):

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

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

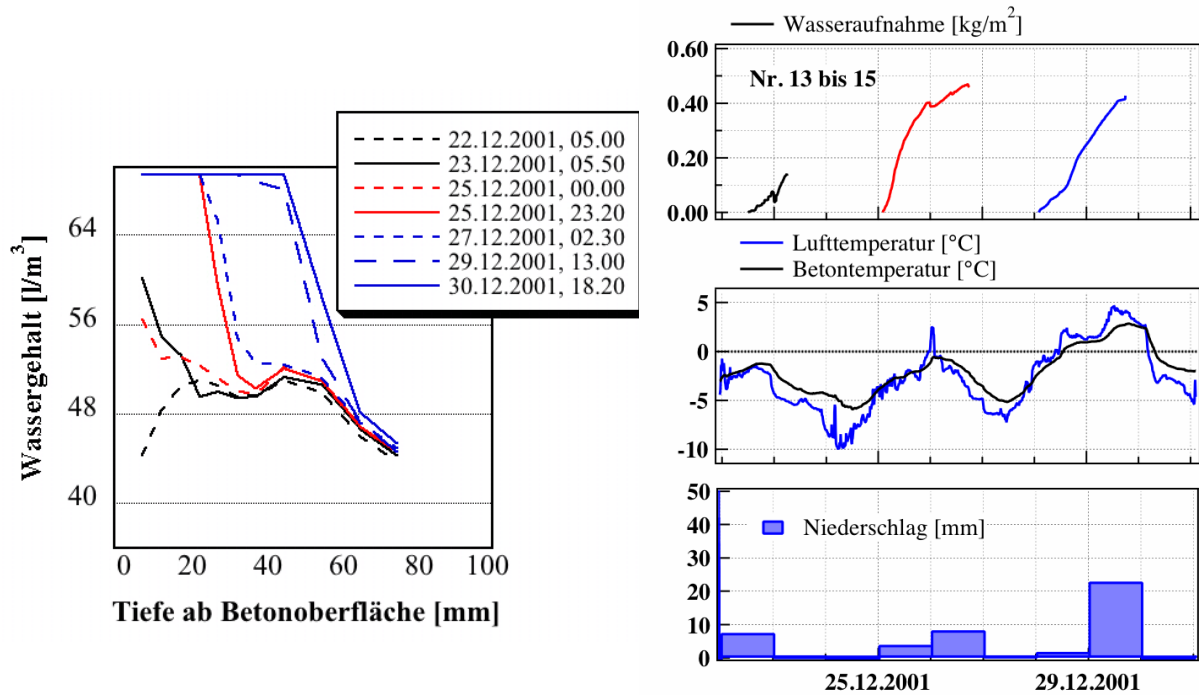


Bild 5.3: Ereignisse Nr. 13 bis 15, Dezember 2001.

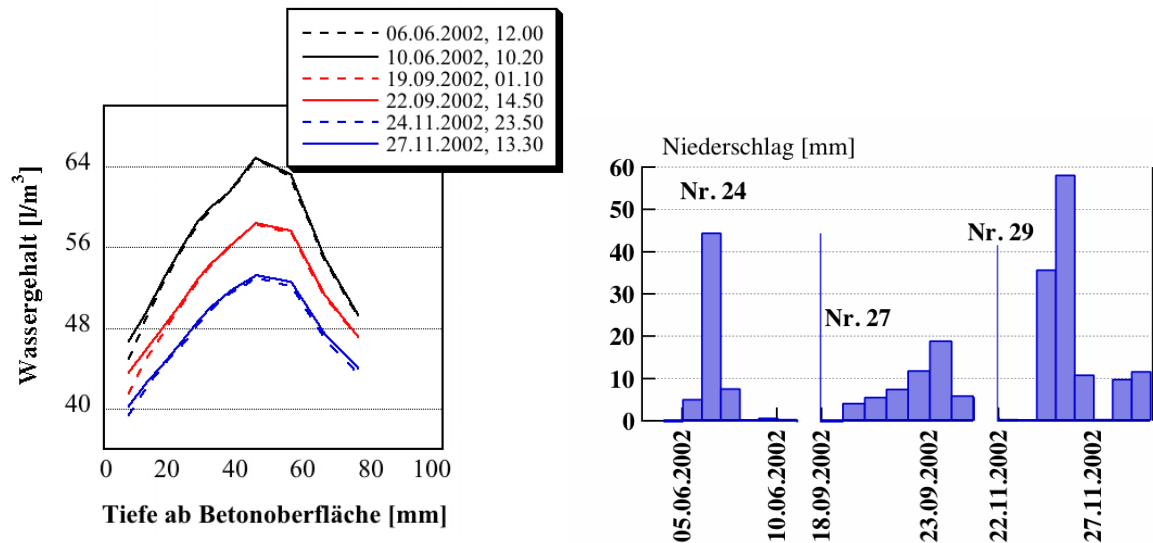


Bild 5.4: Ereignisse Nr. 24, 27 und 29, Sommer 2002.

Während den Sommerhalbjahren trocknete der ganze Querschnitt von der Oberfläche zum Kern hin abnehmend aus. Dies unabhängig von allfälligen Niederschlägen. Wasser wurde nur vereinzelt und in sehr geringen Mengen eingetragen. Auch extreme Niederschläge wie sie im November 2002 zu verzeichnen waren, führten kaum zu einem Wassereintrag (Bild 5.4). Die Tiefenwirkung von Ereignissen blieb beschränkt auf die ersten 10 mm. Nur in der Tiefenstufe 5 bis 10 mm konnte jeweils für eine kurze Zeit eine geringe Erhöhung des Wassergehalts festgestellt werden. Es ist allerdings davon auszugehen, dass die Auswirkungen dieser Ereignisse in den,

mit der vorhandenen Instrumentierung nicht erfassbaren, äussersten 5 mm ausgeprägter sind. D. h. innerhalb einer noch kürzeren Zeitspanne wird der Wassergehalt stärker verändert. Während den im Bild 5.4 dargestellten Ereignissen lagen die Temperaturen zwischen +4 bis +12 °C (Luft) bzw. +5 bis +15 °C (Beton). Die Wasseraufnahme war jeweils kleiner als 0.05 kg/m².

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

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

Klimatische Randbedingungen:

relative Luftfeuchtigkeit
Luft- und Betontemperatur
(Spritz-)Wasserangebot

Innere Voraussetzungen:

Feuchtigkeitszustand
kapillar füllbares Porenvolumen
Porengrössenverteilung

5.1.2 Klimatische Randbedingungen

Niederschlag

In Bild 5.5 sind für den Beton mit $w/z = 0.50$ die Wassereinträge in Abhängigkeit von den Niederschlägen, wie sie während dem Ereignis zu verzeichnen waren, dargestellt. Es folgt, dass ein grosser Wassereintrag nicht primär ergiebige Niederschläge voraussetzt. Auch längere Phasen mit ergiebigen Niederschlägen hatten keinen Wassereintrag zur Folge. Voraussetzung für eine Wasseraufnahme war aber in jedem Fall ein Angebot von Spritzwasser. Solche Situationen sind im Winterhalbjahr auch nach Niederschlägen möglich.

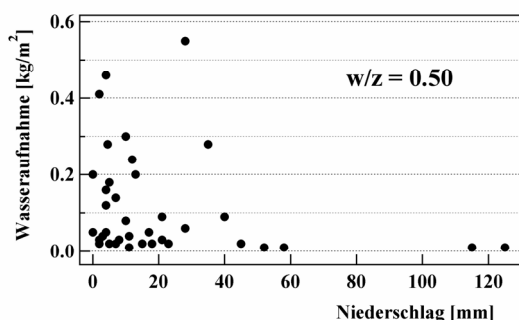


Bild 5.5: Gesamte Wasseraufnahme in Abhängigkeit von den Niederschlägen am Tag bzw. an den Tagen des Wassereintrags.

Luft- und Betontemperatur

Ebenfalls für den Referenzbeton ist in Bild 5.6 die Wasseraufnahme in Abhängigkeit von der Luft- bzw. von der Betontemperatur dargestellt. Man kann Folgendes feststellen:

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

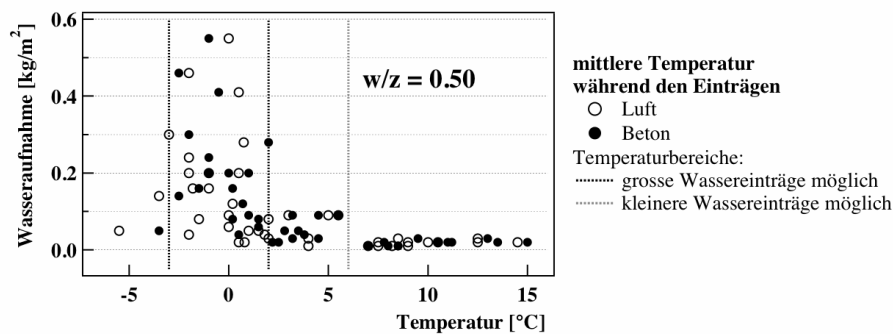


Bild 5.6: Gesamte Wasseraufnahme in Abhängigkeit von der mittleren Luft- bzw. Betontemperatur während des Wassereintrags.

Für alle untersuchten Betone ist in Bild 5.7 die Wasseraufnahme in Abhängigkeit von der Betontemperatur dargestellt. Temperaturanstieg und -abfall wurden mit unterschiedlichen Symbolen eingetragen. Für die drei Betone mit Zusatzstoffen gilt dasselbe wie für den Beton mit $w/z = 0.50$. Beim Beton mit Silikastaub fielen die Wassereinträge allerdings insgesamt geringer aus. Markant besser zeigt sich der Beton mit $w/z = 0.35$. Auch im ungünstigsten Temperaturbereich lag die Wasseraufnahme nie über 0.11 kg/m^2 . Die Wasseraufnahmen waren im Mittel bei Anstiegen der Betontemperatur grösser als bei Abfällen. Bild 7.8 zeigt die Häufigkeitsverteilung der Tagesmittel der Lufttemperatur im Tunnel an den Tagen mit grösseren Wassereinträgen. Das 90 %-Intervall liegt zwischen -4.0 bis $+3.1 \text{ }^\circ\text{C}$.

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

- die relative Luftfeuchtigkeit nicht sehr hoch war ($< 90 \%$)
- die Niederschläge aufhörten oder nicht sehr ergiebig ausfielen
- die Temperaturen weiter absanken und das Wasser teilweise gefror
- die Temperaturen weiter anstiegen
- der Beton zum grossen Teil bereits gesättigt war.

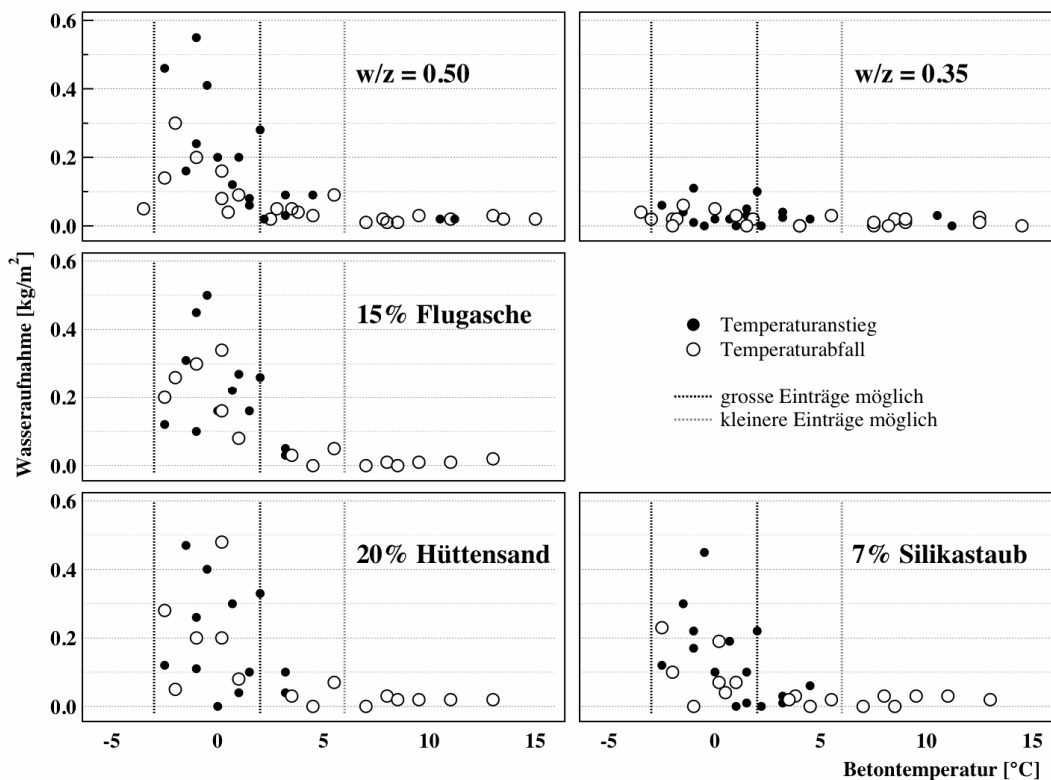


Bild 5.7: Wasseraufnahme in Abhängigkeit von der mittleren Betontemperatur während des Eintrags, für alle Betone.

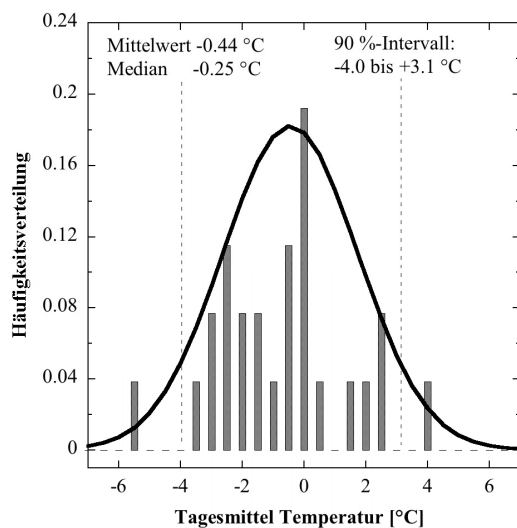


Bild 5.8: Häufigkeitsverteilung der Tagesmittel der Lufttemperatur während den grösseren Ereignissen im Tunnel.

Relative Luftfeuchtigkeit

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

Veränderungen des Wassergehalts waren auch feststellbar bei raschen Anstiegen der relativen Luftfeuchtigkeit von einem Bereich von 30 bis 50 % auf einen Bereich von 80 bis 100 %, evtl. begleitet von leichten Niederschlägen (Zusammenbruch von Föhnlagen, vgl. Kapitel 4.1). Diese Veränderungen verliefen oft mehr oder weniger synchron in praktisch allen Tiefenstufen und beeinflussten den Wassergehalt nicht nachhaltig.

Winterdiensteinsätze bzw. das Vorhandensein von Streusalz hatten keinen direkten Einfluss auf die Wasseraufnahme. Dies wurde auch bei den Aufsaugversuchen im Labor festgestellt, die mit und ohne Chloride in der Lösung durchgeführt wurden [3]. Streusalz auf der Fahrbahn führt zusammen mit tiefen Temperaturen lediglich dazu, dass die Fahrbahn länger feucht oder nass bleibt.

5.1.3 Der Feuchtigkeitszustand des Betons als innere Voraussetzung

Der Wassergehalt im Beton in l/m^3 wurde in den Bildern 5.2 bis 5.4 im Tiefenprofil dargestellt. Im nachfolgenden Bild 5.9 sind für den Beton mit $w/z = 0.50$ die Feuchtigkeitsverhältnisse unmittelbar vor dem Wassereintrag für die verschiedenen Ereignisse zusammengestellt.

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

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

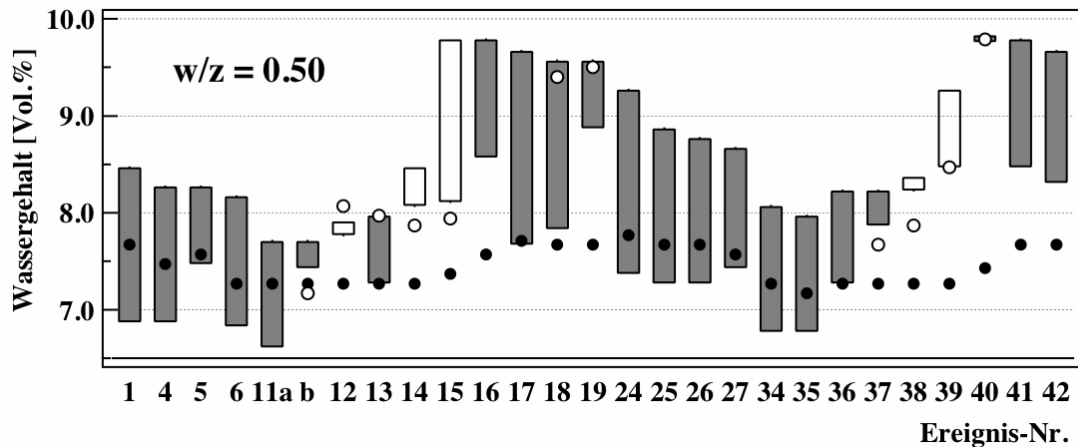


Bild 5.9: Feuchtigkeitsverhältnisse im Beton vor den entsprechenden Wasser einträgen. Dargestellt ist der Wassergehalt in Vol. %:

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

Bild 5.10 zeigt für den Referenzbeton die Wasseraufnahme in Abhängigkeit vom Feuchtigkeitsgradienten. Dieser wurde grob aus der Differenz des Wassergehalts in der Tiefenstufe 5 bis 10 mm und im Kernbeton abgeschätzt. Aus dem Bild folgt, dass die Wasseraufnahme zunahm mit negativer werdendem Feuchtigkeitsgradienten. Am meisten Wasser wurde bei grossen, negativen Gradienten eingetragen (Ereignisse Nr. 14, 15, 38 und 39). Die zu erwartende Wasseraufnahme bei einem bestimmten Feuchtigkeitsgradienten hängt von den klimatischen Randbedingungen ab. Sie liegt zwischen 0.25 bis 0.55 kg/m² bei einer Feuchtedifferenz von -1 Vol.% und zwischen 0 bis 0.30 bei einer Feuchtedifferenz von +1 Vol.% (90 %-Prognoseintervall). Dieser Zusammenhang war für die anderen Betone nicht so deutlich festzustellen. Im Beton mit $w/z = 0.35$ waren sämtliche Wasseraufnahmen klein und die Feuchtigkeitsgradienten variierten nur wenig, und in den Betonen mit Zusatzstoffen bildeten sich auch bei geringeren Wasseraufnahmen sofort negative Feuchtigkeitsgradienten aus. Die Tiefenwirkung der Wassereinträge war im Referenzbeton grösser als in den Betonen mit Zusatzstoffen, wo das Wasser eher im Oberflächenbereich blieb. Dies bestätigt auch Bild 5.11, wo die Veränderungen der Feuchtigkeitsprofile während den Ereignissen 11 und 12 sowie 13 bis 15 im Winter 2001 für alle Betone zusammengestellt sind.

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

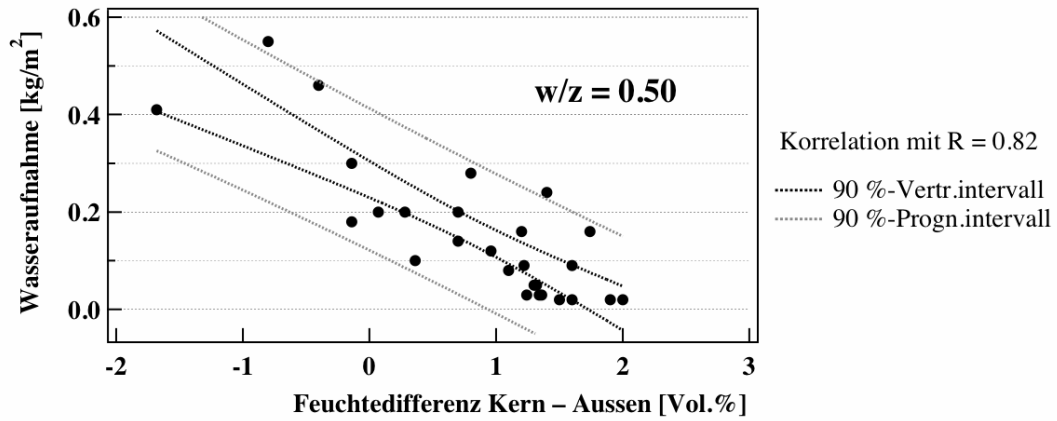


Bild 5.10: Wasseraufnahme in Abhängigkeit des Feuchtigkeitsgradienten für den Beton mit $w/z = 0.50$.

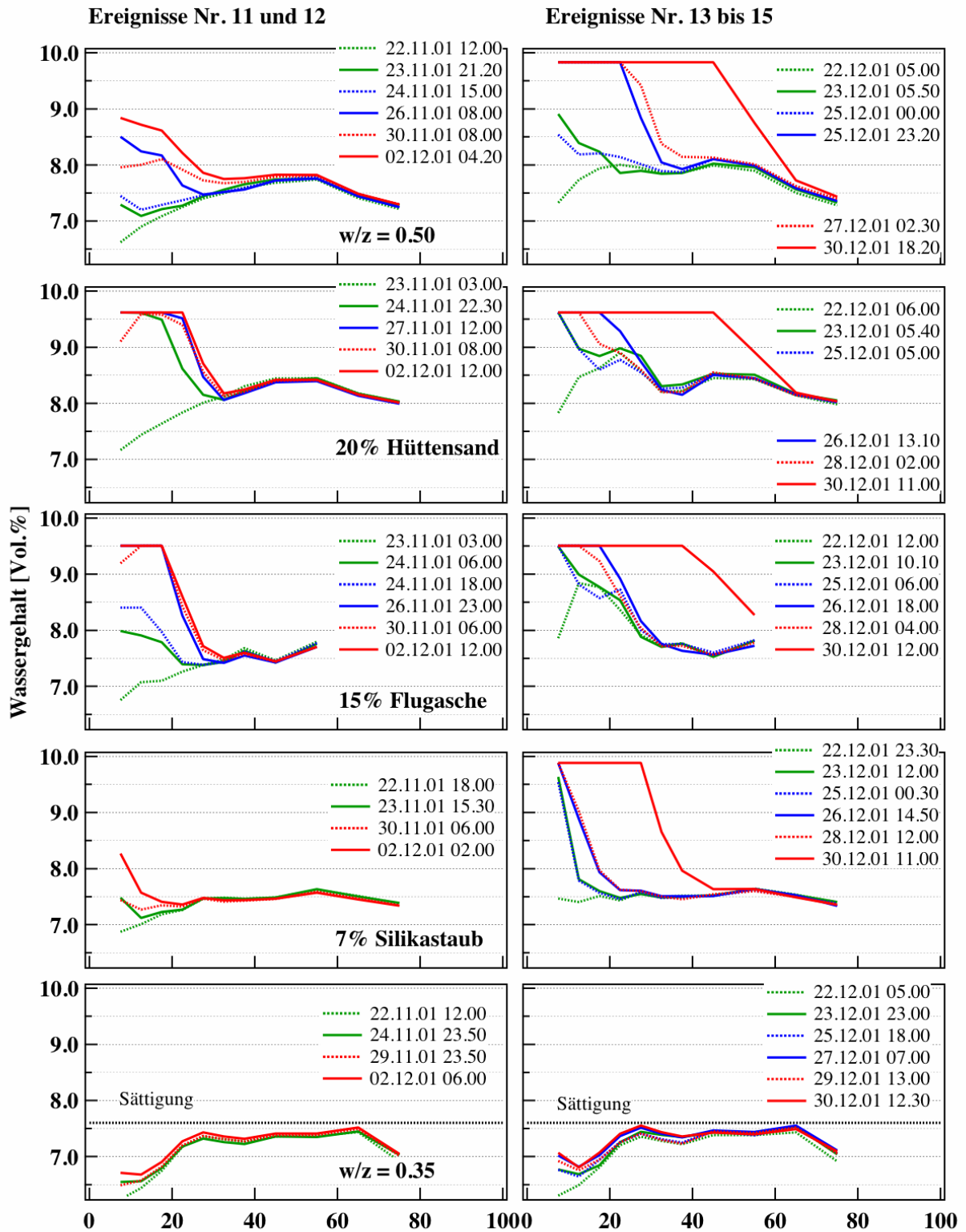


Bild 5.11: Feuchtigkeitsprofile aller Betone im Winter 2001/2002.

5.1.4 Kapillar füllbares Porenvolumen

Das kapillar füllbare Porenvolumen variiert in den untersuchten Betonen mit w/z bzw. $w/B = 0.50$ nur wenig (Tabelle 5.1). Tiefer liegt nur der Beton mit $w/z = 0.35$. Entsprechend fielen auch dessen Wasseraufnahmen während den Ereignissen deutlich geringer aus. Dies folgt aus Bild 5.12, wo die Wasseraufnahmen der drei Winter in Abhängigkeit vom kapillar füllbaren Porenvolumen dargestellt sind.

Tabelle 5.1: Kapillar füllbares Porenvolumen der verschiedenen Betone.

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

Bild 5.12 zeigt vermutlich den Einfluss unterschiedlicher Porenradienverteilungen bei ähnlichem kapillar füllbarem Porenvolumen. So nahm der Beton mit Silikastaub in allen drei Wintern am wenigsten Wasser auf (ausgenommen der Beton mit $w/z = 0.35$). Das weist auf eine Verschiebung der Porenradienverteilung zu kleineren Radien hin in diesem Beton. Ein ähnliches Verhalten von Silikastaubbeton wurde in [55] festgestellt. Eine Verschiebung zu grösseren Porenradien müsste dem gegenüber im Beton mit Flugasche vorhanden sein.

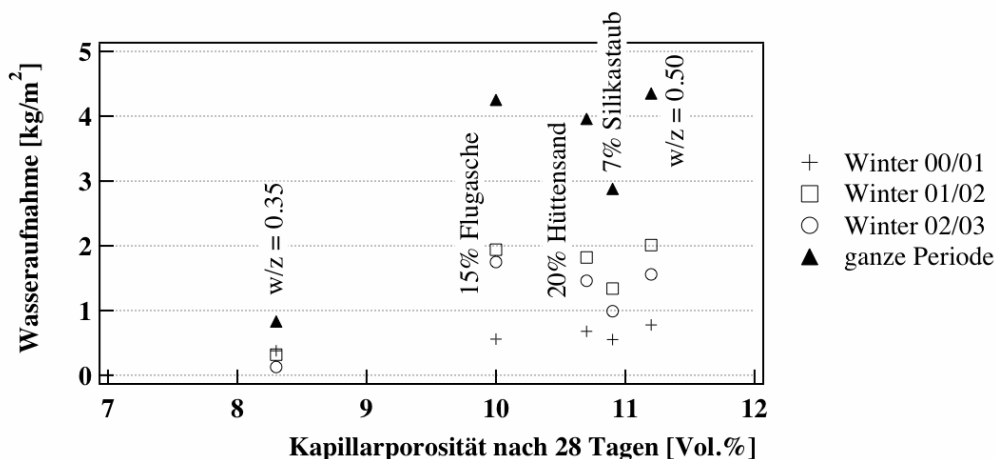


Bild 5.12: Wasseraufnahme in Abhängigkeit vom kapillar füllbaren Porenvolumen nach 28 Tagen.

5.1.5 Bestimmende Transportmechanismen

In [6] wurde als dominierender Transportmechanismus während den Ereignissen das kapillare Saugen bezeichnet. Die nun vorliegenden Erkenntnisse deuten darauf hin, dass neben dem kapillaren Saugen auch die Verdunstung von grosser Bedeutung ist.

Verdunstung ist möglich, solange die Luft nicht mit Wasserdampf gesättigt ist und deshalb noch Wasser aufnehmen kann. Treibende Kraft ist die Partialdruckdifferenz zwischen der Betonoberfläche und der umgebenden Luft. Vereinfacht kann bei einer nassen Betonoberfläche und unter der Annahme, dass die Oberflächentemperatur des Betons der Lufttemperatur entspricht, auch die Wasseraufnahmekapazität der Luft betrachtet werden. Die Wasseraufnahmekapazität in g/m^3 wird aus der Differenz zwischen der absoluten Luftfeuchtigkeit und der Sättigungsfeuchte bei der entsprechenden Lufttemperatur bestimmt. Bei im Übrigen gleichen Bedingungen wird die Verdunstung massiv verstärkt durch Luftwechsel, im vorliegenden Fall durch den oft vorhandenen starken Luftzug im Tunnel (Windverhältnisse in Kombination mit dem Fahrtwind), oder durch eine Zunahme der Temperatur. Verdunstung ist bei tiefen Temperaturen nur noch bei sehr tiefen Luftfeuchtigkeiten möglich, bei hohen Temperaturen auch bei relativen Luftfeuchtigkeiten von weit über 80 % (Kapitel 2.3.3). Die Verdunstungsgeschwindigkeit ist am grössten, wenn der Beton nass oder sehr feucht ist. Klein wird sie, wenn der Beton an der Oberfläche austrocknet und der Wassernachschub aus dem Inneren nur noch durch Diffusion erfolgt. Es ist kaum möglich die Leistungsfähigkeit der Verdunstung für eine so komplexe, sich ständig verändernde Situation, wie sie im Naxbergtunnel vorhanden ist, zu bestimmen. Sie ist aber kleiner als diejenige des kapillaren Wassertransports und immer grösser als diejenige der Diffusion.

Wassereintrag

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

Als äussere Haupteinflüsse sind die relative Luftfeuchtigkeit und die Lufttemperatur zu betrachten. Bild 5.13 zeigt den Zusammenhang zwischen den vorhandenen Tagesmittelwerten während des Beobachtungszeitraums. Es wurde unterschieden zwischen Tagen mit gerade noch feststellbaren und Tagen mit grösseren Wassereinträgen sowie Tagen ohne feststellbare Veränderungen des Wassergehalts. Das Bild bestätigt die Feststellungen von Kapitel 5.1.2. Die grossen Wassereinträge sind eingetreten bei einem Tagesmittel der Lufttemperatur zwischen $+3$ bis -4 °C und bei einem Tagesmittel der relativen Luftfeuchtigkeit von mindestens 95 %. Bei Tagesmitteln der Luftfeuchtigkeit um 90 %, waren bereits sehr ergiebige Niederschläge notwendig, um einen gut feststellbaren Wassereintrag zu verursachen. Umgekehrt sind auch bei hoher Luftfeuchtigkeit (> 95 %) und Temperaturen um 0 °C Niederschläge nötig um einen Eintrag zu bewirken, Spritzwasser allein genügt nicht. Es können verschiedene Situationen unterschieden werden:

- Sehr hohe Luftfeuchtigkeit bei tiefer Lufttemperatur (≥ 95 %; $+3$ bis -4 °C): Die Verdunstung vermag den Kapillartransport praktisch nicht mehr zu brem-

sen. Bei vorhandenem minimalem Wasserangebot bleibt die Betonoberfläche mehr oder weniger vollständig nass und der Nachschub für das kapillare Saugen ist gewährleistet. Es sind Verhältnisse vorhanden, die einem Aufsaugversuch sehr nahe kommen. Entsprechend sind die Wasseraufnahmegeschwindigkeiten in der gleichen Grössenordnung.

- Ist die relative Luftfeuchtigkeit nicht ganz so hoch, muss ein sehr grosses Wasserangebot vorhanden sein, um Aufsaugversuchsverhältnisse zu erhalten (ergiebige Niederschläge).
- Sind die Temperaturen zu hoch, ist die Leistungsfähigkeit der Verdunstung auch bei hohen Luftfeuchtigkeiten und vielen Niederschlägen so gross, dass sich kaum eine nasse Betonoberfläche über längere Zeit bildet und deshalb der Kapillartransport massiv gebremst wird.
- Liegt die Lufttemperatur bei hoher Luftfeuchtigkeit über der Betontemperatur, können sich Kondensationsbedingungen an der Betonoberfläche bilden. Solche Situationen entstehen bei Anstiegen der Lufttemperatur, da der Anstieg der Betontemperatur zeitlich verschoben erfolgt (Bild 4.9). Heikel sind sie vor allem nach Frostphasen weil die Erwärmung des Betons durch das Tauen des Porenwassers noch zusätzlich verzögert wird. Dies führt dazu, dass der Beton lange nass bleibt und bei gleichzeitigen Niederschlägen sehr viel Wasser bis in grosse Tiefen aufnehmen kann. Eine kapillare Wasseraufnahme infolge Kondensation an der Betonoberfläche wurde auch in [41] festgestellt.

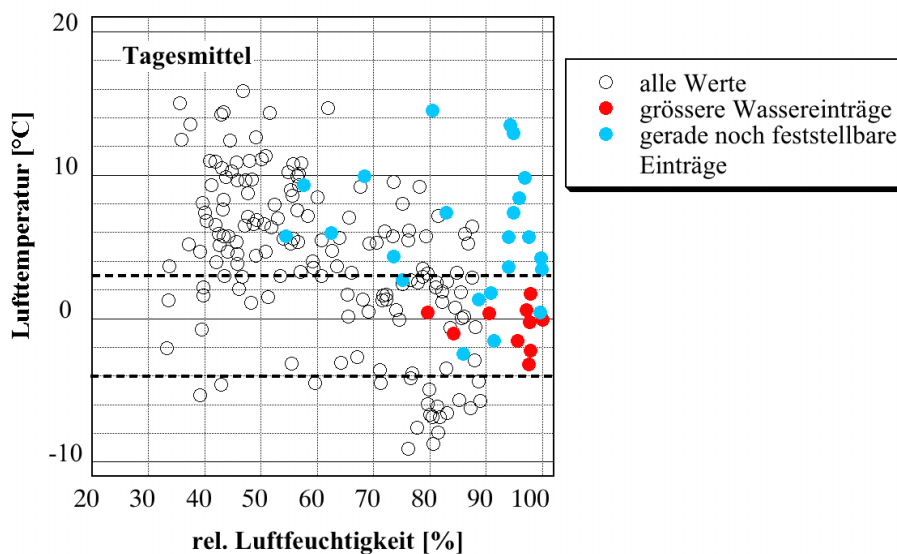


Bild 5.13: Zusammenhang der Tagesmittelwerte von relativer Luftfeuchtigkeit und Lufttemperatur im Tunnel.

Kapillarkondensation als Ursache für die festgestellten schnellen Wasseraufnahmen bis in grosse Tiefen bei tiefer Temperatur kann in derartig exponierten Bauteilen ausgeschlossen werden. Die Poren die durch Kapillarkondensation gefüllt werden, sind bei der ständig vorhandenen hohen Betonfeuchtigkeit permanent mit Wasser gefüllt. Auch müsste dieser Effekt im ganzen Querschnitt auftreten. Vergleichbare Messungen des elektrischen Widerstands an vor Niederschlägen geschützten Trä-

gerelementen ergaben denn auch keine Anzeichen für Wasseraufnahmen bei unter 0 °C fallenden Lufttemperaturen.

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

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

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

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

Chlorideintrag

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

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

Als Ursache für die vielfach bei derartiger Exposition festgestellte Abnahme des Chloridgehalts zur Oberfläche hin, werden oft Auswascheffekte genannt. Ob Chloride in grösserem Ausmass und vor allem bis in grössere Tiefen (10 bis 20 mm) ausge-

waschen werden können, scheint allerdings fraglich, da die chloridfreien Wassereinträge im Sommer nicht tief reichend sind. Es ist aber denkbar, dass im Oberflächenbereich vorhandene Chloride mit einem tief reichenden Wassereintrag im Winter durch Huckepack weiter nach innen transportiert werden. Dies hätte zur Folge, dass das Maximum der Chloridkonzentration mit der Zeit nach innen verschoben wird, mit einer maximalen Verschiebung, die dem Tiefenbereich entspricht, der durch kapillares Saugen beeinflusst wird. Ähnliche Überlegungen werden in [56] gemacht.

5.2 Definition von Gross- und Kleinereignissen

In [6] wurden erstmals Gross- und Kleinereignisse festgestellt, die den Wasserhaushalt von Beton unter natürlichen Witterungsverhältnissen dominieren. Sie wurden wie folgt definiert:

<i>Grossereignis:</i> selten auftretend	<i>Kleinereignis:</i> häufiger auftretend
tief reichend	schneller Feuchtewechsel
Transportzone > 40 mm	nur in der Nähe der Betonoberfläche wirksam
	Transportzone < 20 mm

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

- Ausmass und Tiefenwirkung des Wassereintrags
- Geschwindigkeit und Dauer des Wassereintrags
- Langzeitwirkung des Wassereintrags.

5.2.1 Ausmass und Tiefenwirkung des Wassereintrags

In Bild 5.14 sind für alle Betonqualitäten der Wassereintrag und die Tiefenwirkung der grösseren Ereignisse zusammengestellt. Dabei wurden einzelne Einträge, welche sich in kurzen Abständen innerhalb von maximal 7 bis 10 Tagen folgten, zu einem Ereignis zusammengefasst. Als Grenzwerte für die Tiefenwirkung wurden 10, 30 und 40 mm eingetragen.

Da die grösseren Wasseraufnahmen bei tiefen Temperaturen stattfanden muss davon ausgegangen werden, dass mit dem Wasser auch Chloride in den Beton eingetragen wurden. Chloride werden zum Teil chemisch oder physikalisch im Zementstein gebunden, was dazu führt, dass die Chloridfront der Wasserfront hinterherhinkt. Um dem Rechnung zu tragen hat Lunk in [27] den Retardationskoeffizient $R(t)$ bestimmt.

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

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

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

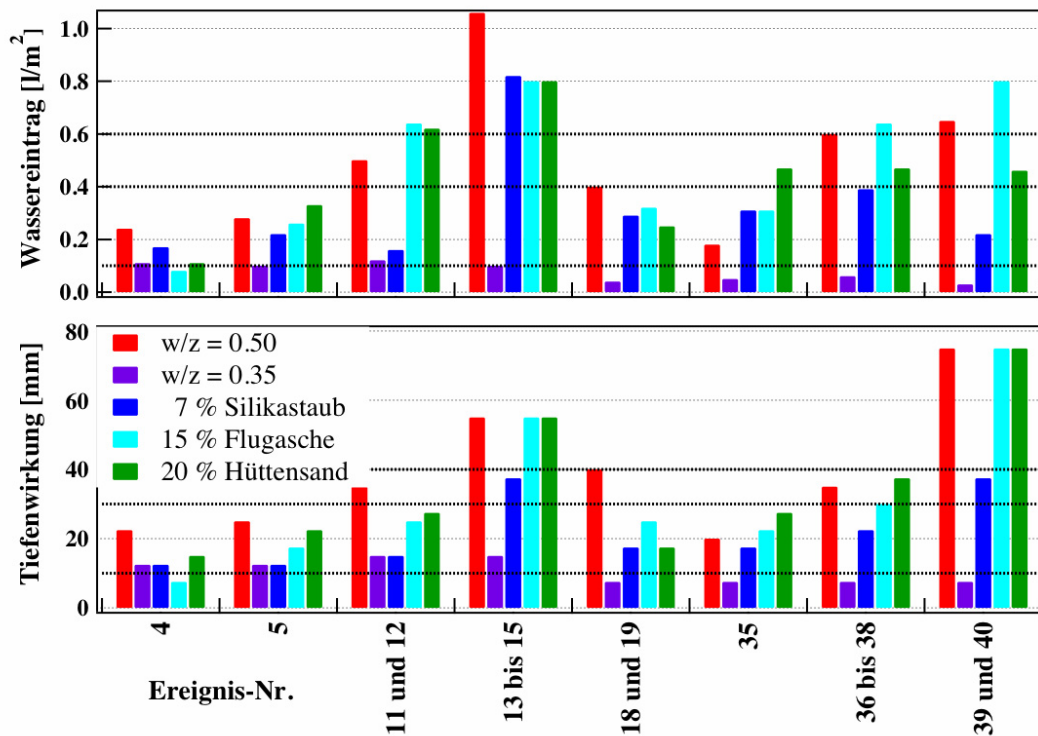


Bild 5.14: Wassereintrag und Tiefenwirkung der grösseren Ereignisse für alle Betone.

Die dazugehörige Wasseraufnahme fällt je nach Beton bzw. dessen kapillar füllbarem Porenvolumen und Porenradienverteilung unterschiedlich aus. Die Korrelationen zwischen der Wasseraufnahme während den festgestellten Ereignissen und der Tiefenwirkung sind in Bild 5.15 für die untersuchten Betone dargestellt. Sie wurden ohne die Ausreisser mit einer Tiefenwirkung von 75 mm gerechnet (37.5 mm beim Silikastaub). Diese gehören zu Ereignissen, wo der Beton in der vorderen Hälfte praktisch gesättigt war und Wasser nur noch zur hinteren Seite hin nachgesogen und umverteilt werden konnte. Aus dem Bild folgt, dass eine Tiefenwirkung von 30 bis 40 mm bei den Betonen mit Hüttensand und Flugasche sowie mit $w/z = 0.50$ etwa einer Wasseraufnahme von 0.4 bis 0.6 kg/m^2 entspricht. Beim Silikastaubbeton sind es 0.6 bis 0.85 kg/m^2 und beim Beton mit $w/z = 0.35$ müssten es etwa 0.25 bis 0.4 kg/m^2 sein. Die in diesem Beton maximal gemessenen Wasseraufnahmen lagen allerdings während der ganzen Untersuchungsperiode weit darunter ($\leq 0.12 \text{ kg/m}^2$).

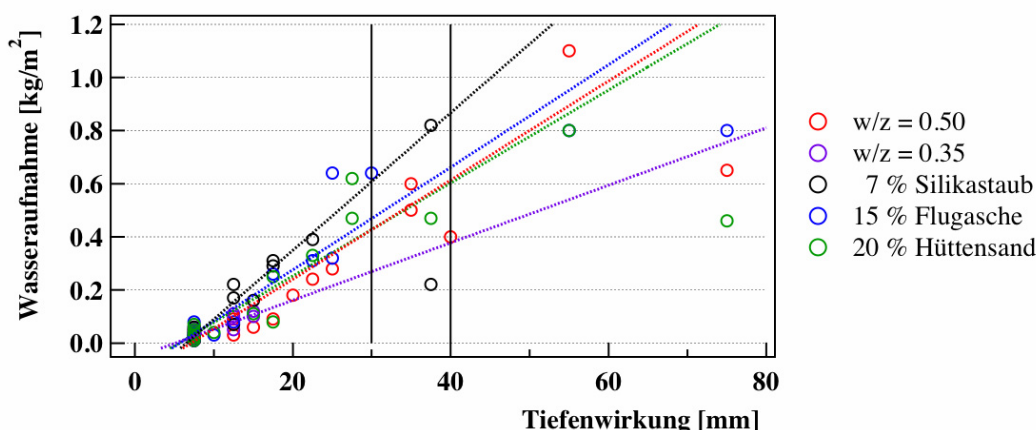


Bild 5.15: Korrelationen zwischen Wasseraufnahme und Tiefenwirkung für alle Betone.

Für Kleinereignisse wurde eine maximale Tiefenwirkung von 10 mm festgelegt:

Kleinereignis = Ereignis mit Tiefenwirkung ≤ 10 mm.

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

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

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

5.2.2 Geschwindigkeit und Dauer des Wassereintrags

Aus den Wasseraufnahmen in Abhängigkeit von der Zeit (Bilder 5.2 bis 5.4) kann die Geschwindigkeit der Wasseraufnahme während dem Haupteintrag grob abgeschätzt werden. In Bild 5.16 ist die Wasseraufnahmegeschwindigkeit und die dazugehörige Dauer des Eintrags für die verschiedenen Eintragsphasen und alle untersuchten Betone dargestellt. Vor allem die Betone mit Zusatzstoffen weisen bei Ereignissen mit mehreren Eintragsphasen einen ausgeprägten Wechsel von grossen Aufnahmegeschwindigkeiten (bis $0.030 \text{ kg/m}^2/\text{h}$) von eher kurzer Dauer (bis rund 12 h) und kleinen Aufnahmegeschwindigkeiten (unter 0.005 bis $0.010 \text{ kg/m}^2/\text{h}$) von langer

Dauer (bis 48 h) auf. Da grössere Ereignisse aus zwei bis drei Eintragsphasen zusammengesetzt sind, sind die Geschwindigkeit der Wasseraufnahme und deren Dauer nicht geeignet als Kriterium zur Unterscheidung von grossen und mittleren Ereignissen. Ausschliesslich kleine Aufnahmegeschwindigkeiten unter $0.005 \text{ kg/m}^2/\text{h}$ wurden im Beton mit $w/z = 0.35$ festgestellt.

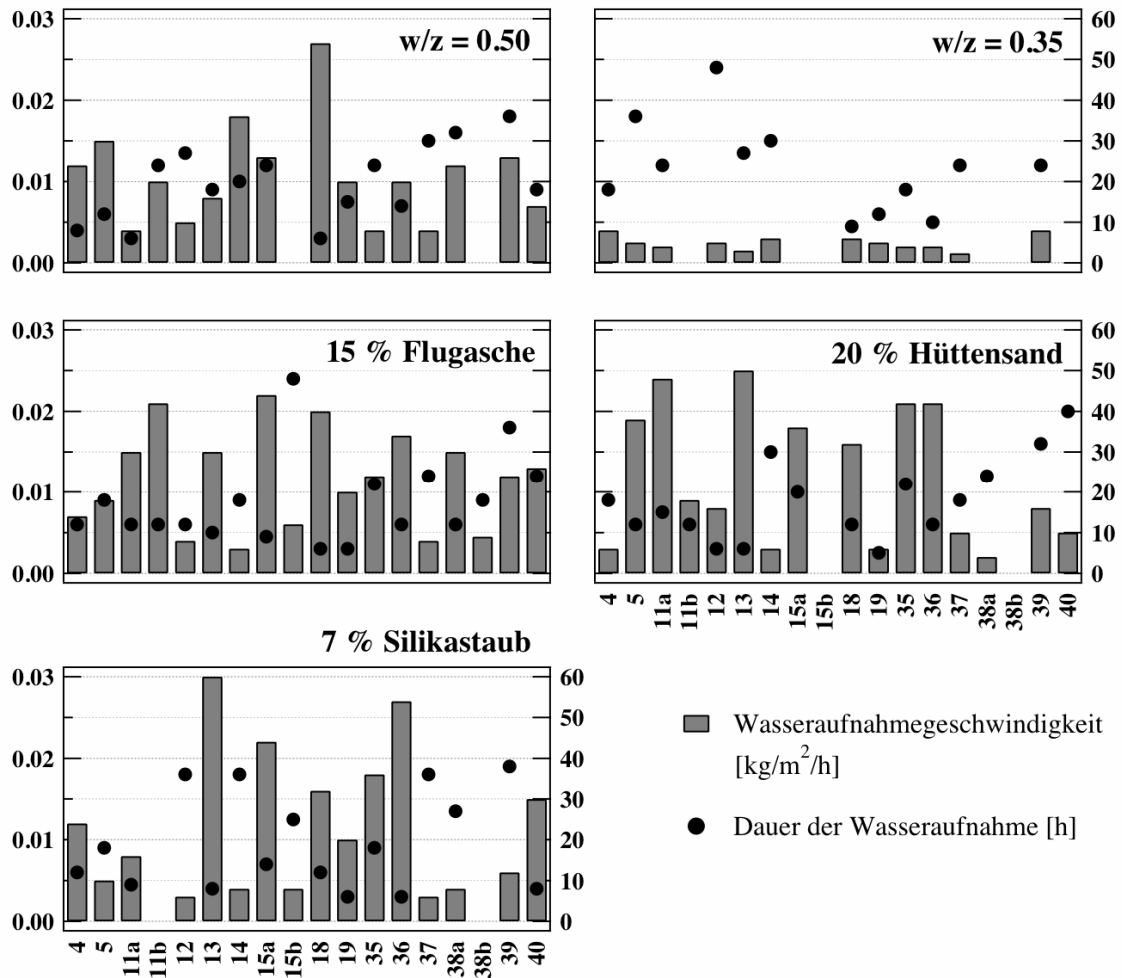


Bild 5.16: Wasseraufnahmegeschwindigkeit und dazugehörige Dauer der Aufnahme während den verschiedenen Eintragsphasen für alle Betone.

Verglichen mit den Wasseraufnahmegeschwindigkeiten, die im Labor mit Aufsaugversuchen an Bohrkernen bestimmt worden sind, sind diese Werte sehr klein. Sie sind aber nur unwesentlich tiefer als diejenigen, die aus den Aufsaugversuchen an den beschichteten Prismen resultierten (Kapitel 4.7). Die im ersten Versuch bestimmten Wasseraufnahmegeschwindigkeiten betragen $0.065 \text{ kg/m}^2/\text{h}$ innerhalb der ersten 6 Stunden, $0.013 \text{ kg/m}^2/\text{h}$ ab 6 bis 30 Stunden und $0.005 \text{ kg/m}^2/\text{h}$ ab 30 bis 60 Stunden. Insbesondere die Geschwindigkeiten der Nachsaugphasen sind praktisch identisch. Im Vergleich zu den Platten im Naxberg war die Feuchtigkeit im Oberflächenbereich der Prismen zu Beginn der Aufsaugversuche tiefer. Im Gegensatz zu den Prismen lagen die Platten auch nicht direkt im Wasser.

5.2.3 Zusammenstellung der charakteristischen Merkmale und der Randbedingungen

Grenzwerte für die charakteristischen Merkmale von Gross- und Kleinereignissen sind in Tabelle 5.2 zusammengestellt. Die Langzeitwirkung umfasst die Zeit, welche es braucht, bis der Feuchtigkeitszustand im Beton wieder gleich ist wie vor dem Ereignis. Abgesehen von der Tiefenwirkung sind sämtliche charakteristischen Merkmale abhängig von der Betonqualität und von der Exposition und müssen demnach für abweichende klimatische Situationen und Betonqualitäten angepasst werden.

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

Tabelle 5.2: Grenzwerte der charakteristischen Merkmale von Gross- und Kleinereignissen.

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

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

Die klimatischen Randbedingungen, die für das Auftreten der verschiedenen Ereignisse erfüllt sein müssen, sind in Tabelle 5.3 zusammengestellt. Zentrale Bedingung für ein Grossereignis ist eine sehr hohe Luftfeuchtigkeit bei tiefen Temperaturen über eine längere Zeit. Da die Luft unter diesen Verhältnissen kaum mehr Wasser aufnehmen kann, wird auch kaum mehr Wasser verdunstet an der Betonoberfläche und vorhandenes Wasser kann unbehindert durch kapillares Saugen aufgenommen werden.

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

Tabelle 5.3: Klimatische Randbedingungen für das Auftreten von Gross- und Kleinereignissen.

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

Die klimatischen Randbedingungen sind notwendig aber noch nicht hinreichend, dass ein Ereignis eintritt. Ob ein Ereignis eintritt bzw. wie gross dessen Auswirkungen auf den Wassergehalt sind und welche Tiefenwirkung es hat, hängt auch von der Betonqualität und von den Feuchtigkeitsverhältnissen im Beton vor dem Ereignis ab. Es ist eine Betrachtung des ganzen Systems Umgebung – Beton erforderlich (Bild 5.17).

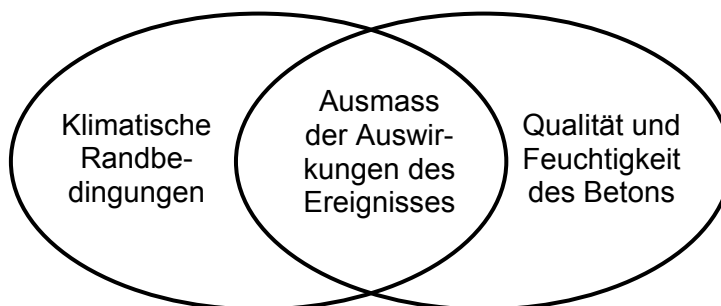


Bild 5.17: Das System Umgebung – Beton für die Beurteilung des Wasserhaushalts im Beton.

5.2.4 Auswirkungen der Ereignisse auf den Chloridgehalt

Basierend auf den Angaben in Tabelle 5.2 sind in Tabelle 5.4 die Auswirkungen der definierten Ereignisse bezüglich Menge und Tiefe auf den Chloridgehalt zusammengestellt. Es wurden folgende Annahmen getroffen:

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

Tabelle 5.4: Auswirkungen der definierten Ereignisse auf den Chloridgehalt im Beton.

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

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

In Kapitel 4.1 wurde der Chloridgehalt des Wassers aus den Daten des Winterdienstes sowie aus Analysen von Schnee- und Wischproben abgeschätzt. Es resultierten Werte zwischen 1 bis 3 % NaCl pro Liter. Dieselben Größenordnungen fanden [27, 53]. In der Folge werden deshalb die Chloridgehalte, die unter der Annahme von 3 %-iger NaCl-Lösung resultierten weiterbetrachtet.

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

Zur Überprüfung der Abschätzungen wurde der bisherige Chlorideintrag, wie er aus den Analysen von Bohrkernen und -mehl bestimmt wurde herangezogen (Kapitel 4.4). Tabelle 5.5 enthält neben den Resultaten aus den Analysen die aus den ge-

samten Wasseraufnahmen mit 3 %-iger NaCl-Lösung bestimmten Chloridgehalte und Bild 5.18 zeigt deren Vergleich.

Tabelle 5.5: Gesamtchloridgehalte aus den Analysen sowie aus den Berechnungen mit 3 %-iger NaCl-Lösung.

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

Folgendes lässt sich feststellen:

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

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

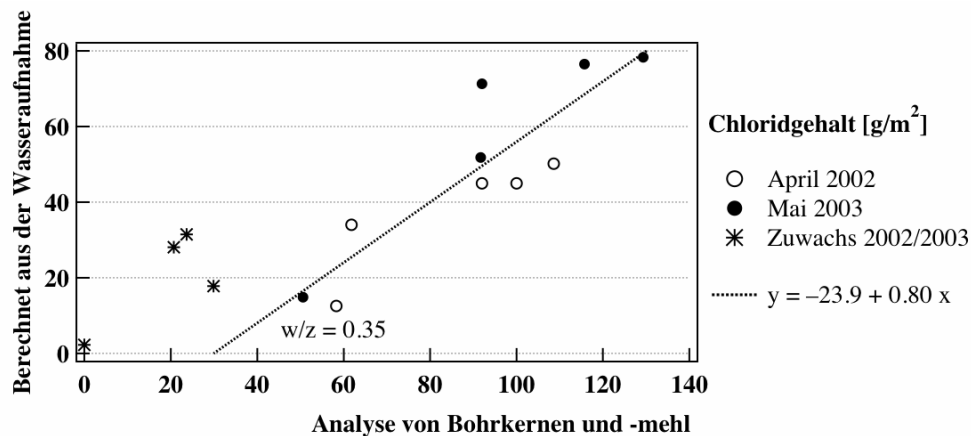


Bild 5.18: Vergleich der rechnerisch bestimmten Chloridgehalte mit den Resultaten der Chloridanalysen von Bohrkernen.

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

Die in der Tabelle 5.4 zusammengestellten Werte können somit verwendet werden, um die Randbedingungen für die durch Diffusion erfolgende Umverteilung der Chloride zu formulieren.

6 Modellierung der Chloridaufnahme

6.1 Neues Modell für den Aufbau von Chloridprofilen

Für den Aufbau von Chloridprofilen in Bauteilen, die einer wechselnden Spritzwasserbeanspruchung, wie sie im Naxbergtunnel vorhanden ist, ausgesetzt sind, wurde, basierend auf den Erkenntnissen zum Wasserhaushalt von Beton, in [3] ein neues Modell vorgeschlagen und beschrieben (Bild 6.1).

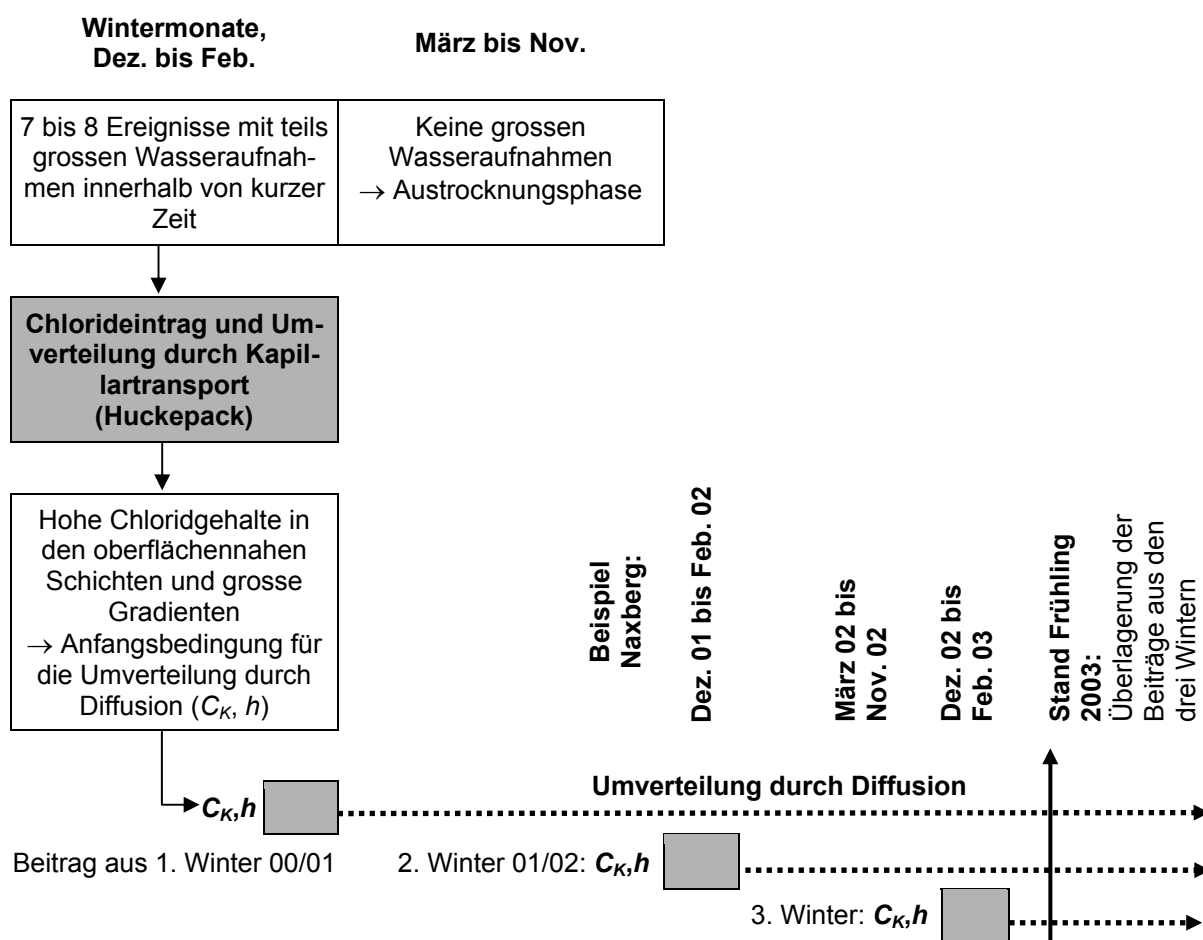


Bild 6.1: Modell für den Aufbau von Chloridprofilen unter wechselnder Spritzwasserbeanspruchung.

Mit den Angaben in Tabelle 5.4 sowie einer Annahme über die Anzahl zu erwartender Gross- und Kleinereignisse innerhalb eines Winters lässt sich die Chloridmenge abschätzen, die über Kapillartransport eingetragen wird. Diese Abschätzung wird benützt als Anfangsbedingung für die Berechnung der Umverteilung durch Diffusion (C_K, h).

6.1.1 Nachrechnung der Profile im Naxberg

In Tabelle 6.1 sind die Chlorideinträge, basierend auf den Wassereinträgen während der Beobachtungsperiode von November 2000 bis April 2003 abgeschätzt. Sie bilden die Anfangsbedingungen für die Berechnung der Umverteilung im Fall des Betons mit $w/z = 0.50$. Ergänzt wurden vereinfachte Anfangsbedingungen, bei denen die Chlorideinträge der verschiedenen Ereignisse innerhalb desselben Winters zusammengenommen und auf eine einheitliche Eindringtiefe von 10 mm verteilt wurden. Die Umverteilung vorhandener Chloride durch Kapillartransport während den Eintragsphasen im Winter führt bereits zu einem gewissen Ausgleich der Konzentration im Oberflächenbereich. Die vereinfachten Anfangsbedingungen entsprechen damit der Realität eher besser.

Tabelle 6.1: Aus den Chlorideinträgen durch Kapillartransport bestimmte Anfangsbedingungen für die Berechnung der Umverteilung (Naxberg, $w/z = 0.50$).

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

Mit den in Tabelle 6.1 zusammengestellten Anfangsbedingungen wurden die Chloridprofile 2002 und 2003 für die unterste Platte mit $w/z = 0.50$ berechnet (H1). Als Diffusionskoeffizient wurde der Migrationskoeffizient im Alter von 360 Tagen gewählt. Die Umverteilung der Chlorideinträge aus den drei Wintern wurde ohne gegenseitige Beeinflussung, einzeln für die jeweils betrachteten Zeitpunkte berechnet und aufsummiert (Bild 6.1). Diese unabhängige Ermittlung des Beitrags jedes einzelnen Winters für einen bestimmten Zeitpunkt ist möglich, solange der Diffusionskoeffizient von der Chloridkonzentration unabhängig ist. In Bild 6.2 sind die berechneten Chloridverteilungen für den Frühling 2002 bzw. 2003 dargestellt. Eingetragen sind die Beiträge der drei Winterphasen sowie die Resultate der Chloridanalysen. Die Übereinstimmung Rechnung – Analyse ist recht gut. Mit dem Modell werden somit die wesentlichen Vorgänge beim Chlorideintrag unter wechselnder Spritzwasserbeanspruchung

erfasst. Die Resultate der Berechnung unter Anwendung der vereinfachten Anfangsbedingungen fielen nur unwesentlich anders aus.

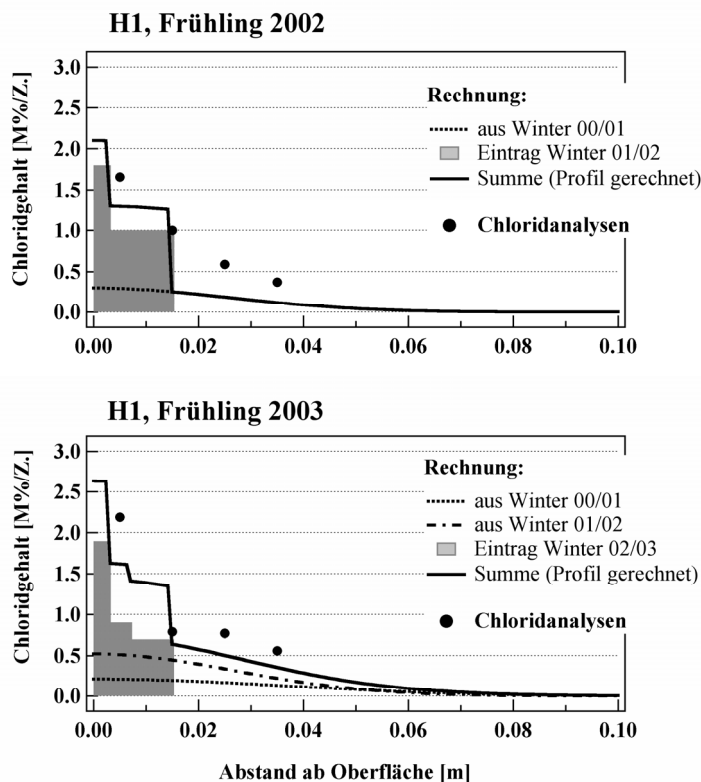


Bild 6.2: Aufbau des Chloridprofils im Naxberg (unterste Platte mit $w/z = 0.50$), Vergleich Rechnung und Analyse.

Die Chloridprofile nach 5 Wintern wurden für die Platten H1 und H3 basierend auf den Analysen berechnet. Auf Grund des Gesamtchlorideintrags resultierten für den jährlichen Chlorideintrag durch Kapillartransport 1.75 M%/Z. (H1) bzw. 0.9 M%/Z. (H3) in den ersten 10 mm. Praktisch dieselben Werte also wie in Tabelle 6.1 für die vereinfachten Anfangsbedingungen. Mit den im Labor bestimmten Migrationskoeffizienten werden die Verhältnisse bei gesättigtem Beton erfasst. In nicht gesättigtem Beton werden die Diffusion und damit auch die Migrationskoeffizienten mehr oder weniger stark reduziert [57, 58]. Für die Berechnung wurden deshalb die verschiedenen Laborwerte mit den Werten aus den zurückgerechneten Profilen verglichen (Bild 6.3) und schliesslich 6.0 (H1) bzw. $3.0 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ (H3) eingesetzt. Bild 6.4 zeigt die berechneten Profile zusammen mit den Ergebnissen der Chloridanalysen. Auch in diesem Fall ist die Übereinstimmung Rechnung – Analyse gut.

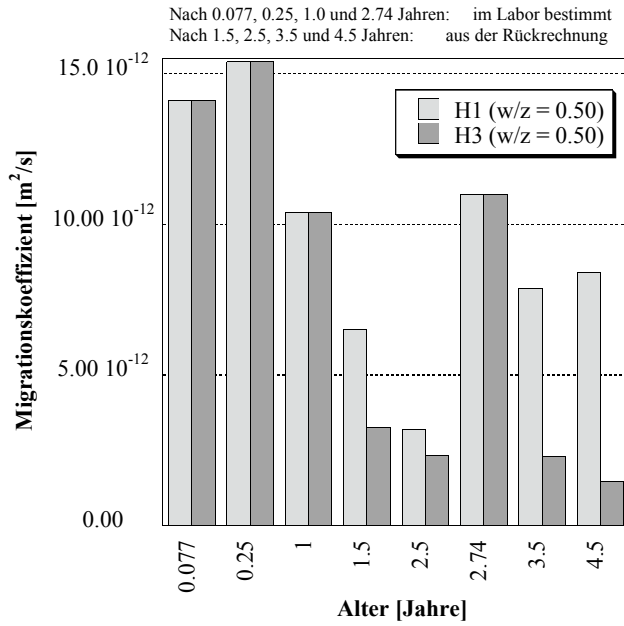


Bild 6.3 Migrationskoeffizienten in unterschiedlichem Alter, bestimmt im Labor und aus der Rückrechnung von Profilen.

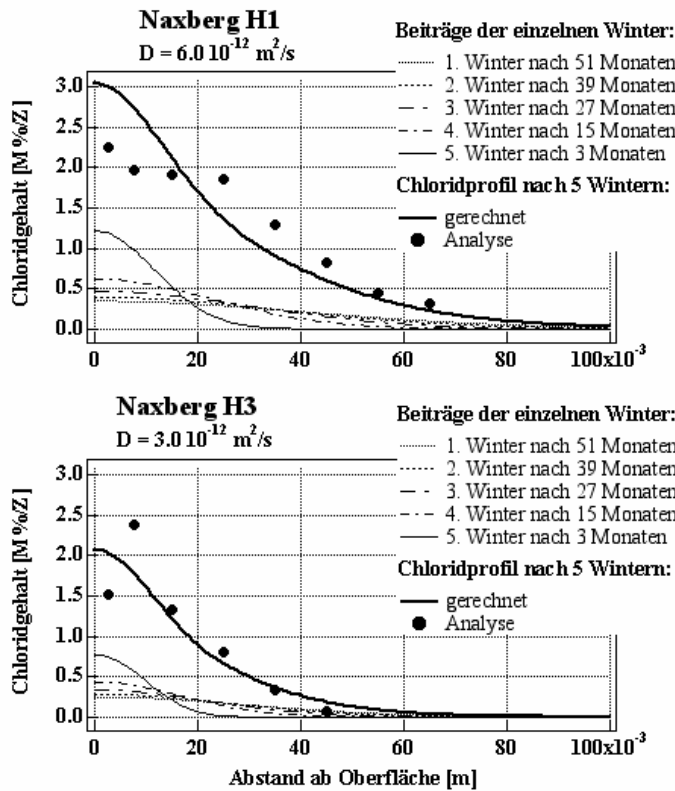


Bild 6.4: Chloridprofile im Naxberg, Beton mit w/z = 0.50, Platten H1 und H3. Vergleich Rechnung und Analyse.

6.1.2 Prognose

In Bild 6.5 ist die Extrapolation auf 5 und 20 Jahre für einen durchschnittlichen und einen guten Beton dargestellt und Tabelle 6.2 enthält die Annahmen für die Berechnung. Um die geringere Wasseraufnahme durch Kapillartransport in einen guten Beton zu berücksichtigen, wurde der jährliche Chlorideintrag für diesen Fall mit 50 % des Eintrags in den durchschnittlichen Beton ($w/z = 0.50$), mit einer Eindringtiefe h von 3 mm angenommen. Weiter wurden für die Diffusionskoeffizienten rund 30 % der im Labor bestimmten Migrationskoeffizienten eingesetzt, um die Reduktion der Diffusion infolge des nicht gesättigten Betons zu berücksichtigen.

Tabelle 6.2: Annahmen für die Berechnung der Extrapolation in Bild 6.5.

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

Die Extrapolation ergibt nach 5 Jahren einen Chloridgehalt von 0.15 ($w/z = 0.35$) bzw. 0.45 M%/Zement ($w/z = 0.50$) in einer Tiefe von 40 mm. Dies ist weniger als analysiert worden ist (Bild 6.4), da der jährliche Chlorideintrag in den ersten Jahren höher ist, als für diese Rechnung angenommen. Nach 20 Jahren würde der Chloridgehalt in dieser Tiefenstufe bereits 1.2 bzw. 2.5 M%/Zement und in 80 mm Tiefe 0.25 bzw. 0.75 M%/Zement betragen. An vergleichbaren Expositionen wurden ähnliche Chloridprofile gefunden. Während im Beton mit durchschnittlicher Qualität der Chloridgehalt in 40 mm Tiefe bereits nach 5 Jahren eine kritische Höhe erreicht, ist dies im Beton mit $w/z = 0.35$ erst nach rund 10 Jahren der Fall. Auch dies scheint realistisch zu sein. Die Umverteilungen im Oberflächenbereich werden mit dem Modell allerdings nicht optimal abgebildet und die resultierenden Profile sind eher etwas zu flach.

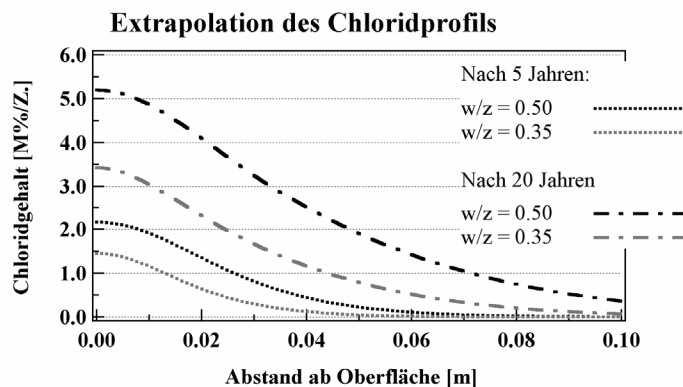


Bild 6.5: Extrapolation für einen guten und einen durchschnittlichen Beton für 5 und 20 Jahre.

Zwei weitere Überlagerungsmodelle wurden getestet:

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

Für die Berechnung von Chloridprofilen für einen kurzen Zeithorizont (3 bis 5 Jahre) spielt es keine grosse Rolle, welche der drei Varianten für die Überlagerung gewählt wird. Die Resultate unterscheiden sich nur wenig. Die Extrapolation auf längere Zeiten fällt hingegen sehr unterschiedlich aus. Bei der Variante 2 gehen die Chloride, die bereits tiefer eingedrungen sind, bei jeder neuen Berechnung verloren. Bereits nach 5 Jahren wird eine Art „Gleichgewichtszustand“ erreicht, der sich trotz neuen Einträgen nicht mehr verändert. Um dies zu vermeiden, müsste bei dieser Variante ein mit der Zeit zunehmender und mit zunehmender Tiefe abnehmender „Grundpegel“ mit berücksichtigt werden. Variante 3 vernachlässigt die Diffusion in grössere Tiefen. Dies führt zu einer zu hohen Oberflächenkonzentration und zu einer Unterschätzung des Chloridgehalts in grösseren Tiefen. Die in der Praxis ablaufende Umverteilung wird somit mit den Varianten 2 und 3 nicht besser erfasst. Mit der Variante 1 (Bild 6.1) liegt ein zwar sehr rudimentäres, aber im Grundprinzip korrektes Modell vor. Es ist eine gute Basis und wichtige, bei den vorliegenden Berechnungen vernachlässigte Aspekte können zur Verbesserung der Ergebnisse problemlos berücksichtigt werden. Zum Beispiel:

Einflüsse auf die Umverteilung

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

- Der Diffusionskoeffizient nimmt mit abnehmendem Wassergehalt ab. Untersuchungen mit nicht gesättigtem Mörtel ergaben im Vergleich zu gesättigten Proben um einen Faktor 3 bis 4 kleinere Diffusionskoeffizienten bei 85 bzw. 65 % relativer Luftfeuchtigkeit [57, 58]. Während der Umlagerungsphase weist der Beton eine ausgeprägte Feuchtigkeitszunahme von aussen nach innen auf, und die Diffusionsgeschwindigkeit nimmt somit von innen nach aussen ab. Dies führt dazu, dass die Chloride, die durch Kapillartransport eingetragen und im Oberflächenbereich angereichert worden sind, gerade im Oberflächenbereich langsamer umverteilt werden. Mit der globalen Reduktion des Migrationskoeffizienten für die Berechnung der Extrapolation in Bild 6.3 wurde dieser Einfluss nur sehr ungenau berücksichtigt.
- Chloride werden teilweise an den Zementstein gebunden und stehen damit nicht mehr für den Diffusionsprozess zur Verfügung. Dadurch wird die Umverteilung im gesamten Querschnitt gebremst.
- Mit zunehmendem Alter nimmt der Diffusionskoeffizient ab [59]. Dieser Effekt führt bei der Betrachtung von langen Zeiträumen zu einer Verlangsamung der Umverteilung.

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

Einflüsse auf den Eintrag durch Huckepacktransport

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

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

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

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

6.2 Bestehende Modelle - Rückrechnung von Profilen

Bestehende Modelle für die Prognose des Chlorideintrags basieren meist auf der Diffusion als einzigem Transportmechanismus, und für die Lösung des 2. Fick'schen Gesetzes für die Diffusion (2.6) werden oft die Rand- und Anfangsbedingungen angenommen, die zur Lösung (2.12) führen (Kapitel 2.4.3):

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

$$c(x,t) = C_0 \operatorname{erfc} \left[\frac{x}{2\sqrt{D_{\text{eff}} t}} \right] \quad \text{Lösung (2.12)}$$

6.2.1 Bestimmung der Parameter

Um die zukünftige Entwicklung vorhandener Chloridprofile zu prognostizieren werden mit Hilfe der Methode der kleinsten Fehlerquadrate die Oberflächenkonzentration C_0 und der effektive Diffusionskoeffizient D_{eff} der vorhandenen Profile bestimmt und mit diesen Kennwerten, in die Lösung (2.12) eingesetzt, die Chloridprofile für beliebige Zeitpunkte berechnet. Die Profile, die aus den Chloridanalysen resultierten, wurden ebenfalls zurückgerechnet. Bild 6.3 zeigt den Vergleich der in unterschiedlichem Alter im Migrationsversuch bestimmten Migrationskoeffizienten mit den effektiven Diffusionskoeffizienten aus der Rückrechnung für den Beton mit $w/z = 0.50$. In Bild 6.6 sind dieselben Diagramme für die übrigen Betonqualitäten dargestellt. Folgendes ist feststellbar:

- Der rechnerisch aus den Chloridprofilen bestimmte effektive Diffusionskoeffizient ist um einen Faktor 1.3 bis 8 kleiner als der im Labor im Alter von 360 Tagen bestimmte Migrationskoeffizient [59, 60].
- Der rechnerisch bestimmte effektive Diffusionskoeffizient nimmt in den ersten 2 bis 3 Jahren mit zunehmendem Alter eher ab
- Der rechnerisch bestimmte effektive Diffusionskoeffizient ist in der weiter oben liegenden Platte meist kleiner als in der untersten Platte (unterschiedliche Feuchtigkeit).

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

mit Spritzwasserbeanspruchung mit Lösung (2.12) muss damit zu Diffusionskoeffizienten führen, die eher zu klein sind.

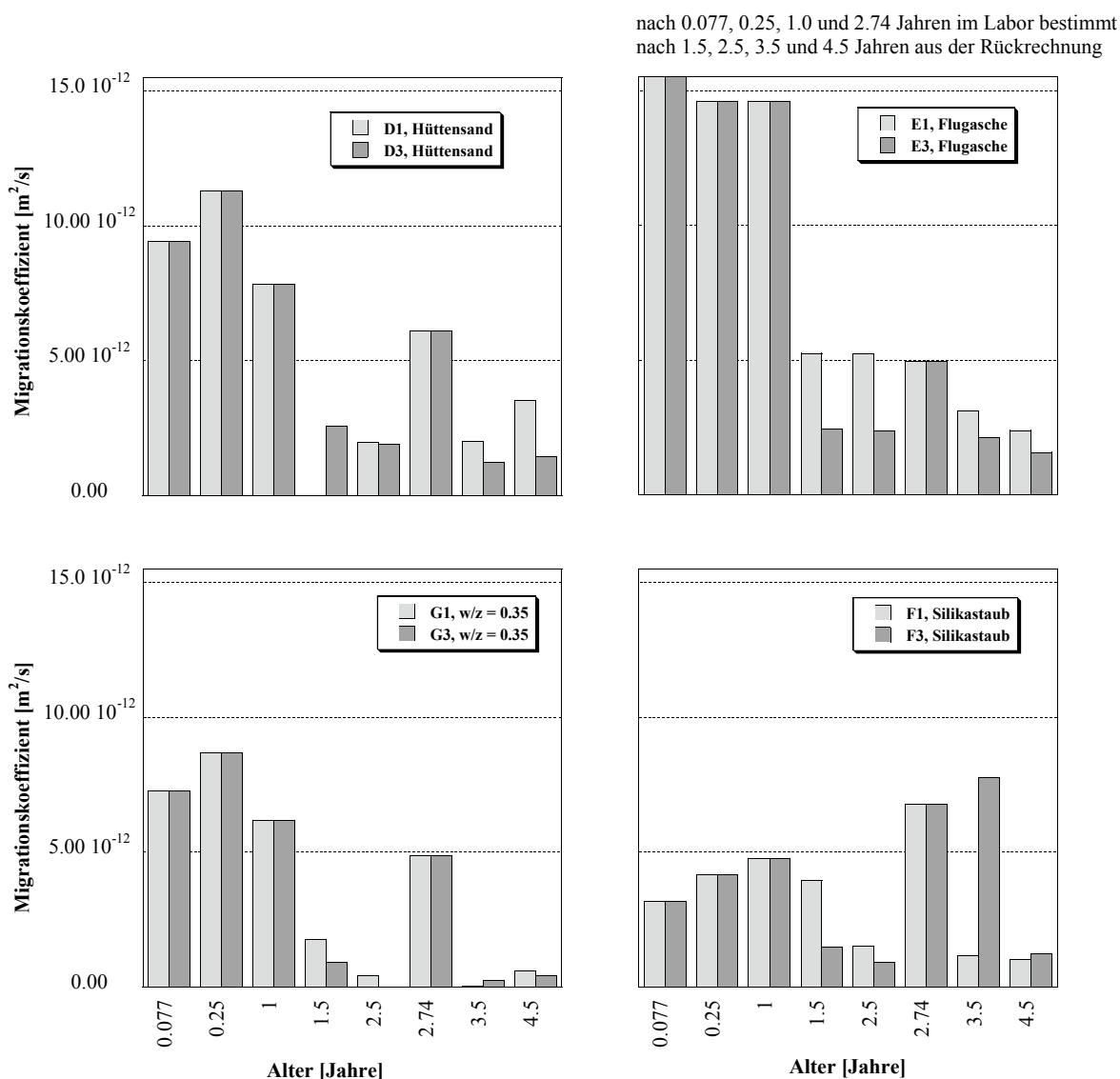


Bild 6.6: Migrationskoeffizienten in unterschiedlichem Alter, bestimmt im Labor und aus der Rückrechnung von Profilen (siehe Bild 6.3 für den Beton mit $w/z = 0.50$).

6.2.2 Prognose

Ausgehend von den Resultaten der Rückrechnung wurden für den $w/z = 0.50$ die Chloridprofile für 5 und 20 Jahre gerechnet und in Bild 6.7 dargestellt. Die Extrapolation ergibt nach 5 Jahren einen Chloridgehalt von 0.50 bis 0.75 M%/Zement in 40 mm Tiefe. Das neue Modell ergab 0.45 M%/Zement. Nach 20 Jahren beträgt der Chloridgehalt in dieser Tiefe mit 1.3 M%/Zement rund die Hälfte des Werts der mit dem neuen Modell resultierte. Die Extrapolation der Rückrechnung des Profils 2003 ergibt infolge des kleineren effektiven Diffusionskoeffizienten ab einer Tiefe von 20 bis 40 mm tiefere Chloridgehalte wie die Extrapolation des Profils 2002. Umgekehrt ist es im Oberflächenbereich, wo Chloridgehalte resultieren. Dieser Effekt wird

durch das Modell der Rückrechnung von Chloridprofilen verursacht, mit dem der Kapillartransport von Chloriden nicht erfasst wird. Besonders für kurze Beobachtungsperioden und zur Beurteilung von Neubauten im Hinblick auf den Chlorideintrag ist es deshalb ungeeignet.

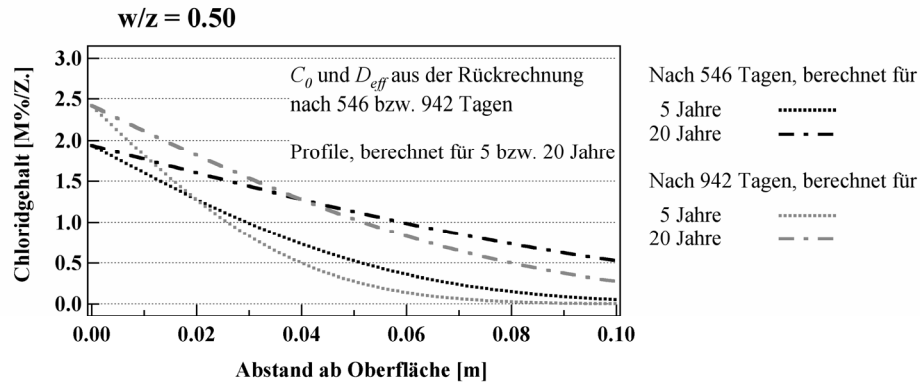


Bild 6.7: Chloridprofile nach 5 und 20 Jahren, auf der Basis der Rückrechnung. Die Probeentnahmestellen für die Analysen 2002 bzw. 2003 lagen knapp 10 cm auseinander.

In Solebädern gibt es beispielsweise Bauteile, die permanent in chloridhaltiges Wasser eingetaucht sind, und bei denen die Randbedingung der konstanten Oberflächenkonzentration korrekt ist. Die zurückgerechneten Chloridprofile von 8-jährigen Schleuderbetonstützen ergaben Werte für die effektiven Diffusionskoeffizienten von 4.0 bis 6.0 10^{-12} m^2/s . Diese sind realistisch bei der anzunehmenden Qualität von Schleuderbetonstützen (vgl. $w/z = 0.35$ und Beton mit Silikastaub).

6.3 Vergleich der Modelle

Der Chlorideintrag bei wechselnder Spritzwasserbeanspruchung wird durch zwei Transportmechanismen stark geprägt (Kapitel 5.1.5):

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

Für derartige Expositionen kann der Chlorideintrag mit den auf reinen Diffusionsvorgängen basierenden Modellen nur unvollständig abgebildet werden. Die wichtigen Beiträge durch Kapillartransport werden vollständig vernachlässigt, was zur Folge hat, dass mit fiktiven Kennwerten gerechnet werden muss, die nicht physikalisch begründet werden können (C_0 , D_{eff}). Auch ist es nicht sehr befriedigend, dass die Resultate vom Zeitpunkt der Rückrechnung abhängig sind. Die auf der Rückrechnung 2003 basierende Extrapolation ergab zudem für grössere Tiefen kleinere Chloridkonzentrationen als die auf der Rückrechnung 2002 basierende (Bild 6.7). Diese Tendenz wird mit zunehmendem Alter bei der Rückrechnung eher noch verstärkt. Sie kann nicht damit begründet werden, dass die Chloridprofile nicht exakt am selben Ort bestimmt werden können. Vor allem Prognosen, die auf der Rückrechnung nach einer kurzen Beobachtungsperiode basieren, können damit zu günstig ausfallen. Das vorgeschlagene neue Modell hat demgegenüber folgende Vorteile:

- Die wichtigsten Mechanismen werden erfasst.
- Rand- und Anfangsbedingung für die Berechnung der Umverteilung durch Diffusion wurden bei den vorliegenden Untersuchungen durch unabhängige Messungen vor Ort bestimmt. Sie könnten grundsätzlich auf der Basis von Laboruntersuchungen und der Analyse von Klimadaten für Betone mit unterschiedlichem Aufsaug- und Austrocknungsverhalten und für verschiedene Expositionen abgeschätzt werden.
- Die Berechnung der Umverteilung erfolgt mit im Labor bestimmten Kennwerten.
- Die Resultate der Extrapolation auf lange Zeiträume liegen auf der sicheren Seite, d.h. die Chloridkonzentration in grösserer Tiefe wird eher überschätzt.

Viele Einflüsse können auf einfache Weise zur Verbesserung der Resultate der Extrapolation in das Modell eingebaut werden.

7 Schlussfolgerungen

7.1 Wasserhaushalt und Schadstoffeintrag

Wasserhaushalt

Unter wechselnden Spritzwasserverhältnissen prägen Einzelereignisse den Wasserhaushalt. Die wichtigsten Transportmechanismen von Wasser während diesen Ereignissen sind der Kapillartransport und die Verdunstung. Ihre Leistungsfähigkeit ist im Vergleich zur Wasserdampfdiffusion um ein Vielfaches grösser. Die Auswirkungen der Wasserdampfdiffusion sind nur beim Beton mit hydrophobierter Oberfläche feststellbar: Der Kapillartransport wird ausgeschaltet und der Beton kann im Laufe der Zeit über die Verdunstung austrocknen, bis er die Feuchtigkeit erreicht hat, die ungefähr mit dem Jahresmittelwert der relativen Luftfeuchtigkeit im Gleichgewicht steht. Die Verdunstungsgeschwindigkeit ist in diesem Fall sehr klein, da sie durch die Geschwindigkeit der Wasserdampfdiffusion aus dem Inneren begrenzt wird. Während den Einzelereignissen laufen Kapillartransport und Verdunstung gleichzeitig ab. Die Verdunstung ist die Ursache dafür, dass der Kapillartransport vor Ort nicht so leistungsfähig ist wie im Aufsaugversuch im Labor. Unter bestimmten klimatischen Verhältnissen wird sie aber so klein, dass zumindest für die entsprechenden (kurzen) Zeitabschnitte nahezu Versuchsbedingungen vorliegen und die Wasseraufnahme mit ähnlichen Geschwindigkeiten erfolgt wie im Labor. Es können drei derartige Situationen unterschieden werden:

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

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

Ob bei den aufgeführten klimatischen Randbedingungen tatsächlich Wasser aufgenommen wird, hängt vom Feuchtigkeitszustand und von der Qualität des Betons ab. In bereits vollständig gesättigten Beton kann kein Wasser mehr eingetragen werden. Ein negativer Feuchtigkeitsgradient mit gesättigtem Beton direkt an der Oberfläche ist aber sehr förderlich für den Eintrag, da auf diese Weise wiederum Bedingungen entstehen, die dem Aufsaugversuch ähnlich sind.

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

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

Auswirkung des Wasserhaushalts auf den Chlorideintrag

Die Art des Wassereintrags prägt auch den Eintrag von Chloriden. Diese werden während den Ereignissen in den Wintermonaten per Kapillartransport eingetragen und evtl. umverteilt und über Diffusion anschliessend umverteilt. Die mittlere Chlorideindringfront bleibt allerdings hinter der Wasserfront zurück. Die Auswirkungen der verschiedenen Ereignisse auf den Chloridgehalt wurden unter der Annahme einer 3 %-igen NaCl-Lösung, einem Zementgehalt von 300 kg/m^3 und einer homogenen Verteilung der Chloride bis zur Chlorideindringfront abgeschätzt. Da die aufgenommene Wassermenge von der Betonqualität abhängt, gilt dies auch für die eingetragenen Chloridmengen:

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

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

Modellbildung für den Chlorideintrag

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

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

Der Beitrag des Kapillartransports wird auf Grund des Aufsaugverhaltens des Betons und der Exposition bestimmt und als Anfangsbedingung für die Umverteilung durch Diffusion eingesetzt (Konzentration, Tiefe). Für die Bestimmung des Chlorideintrags per Kapillartransport ergibt sich folgendes Vorgehen (Bild 7.1):

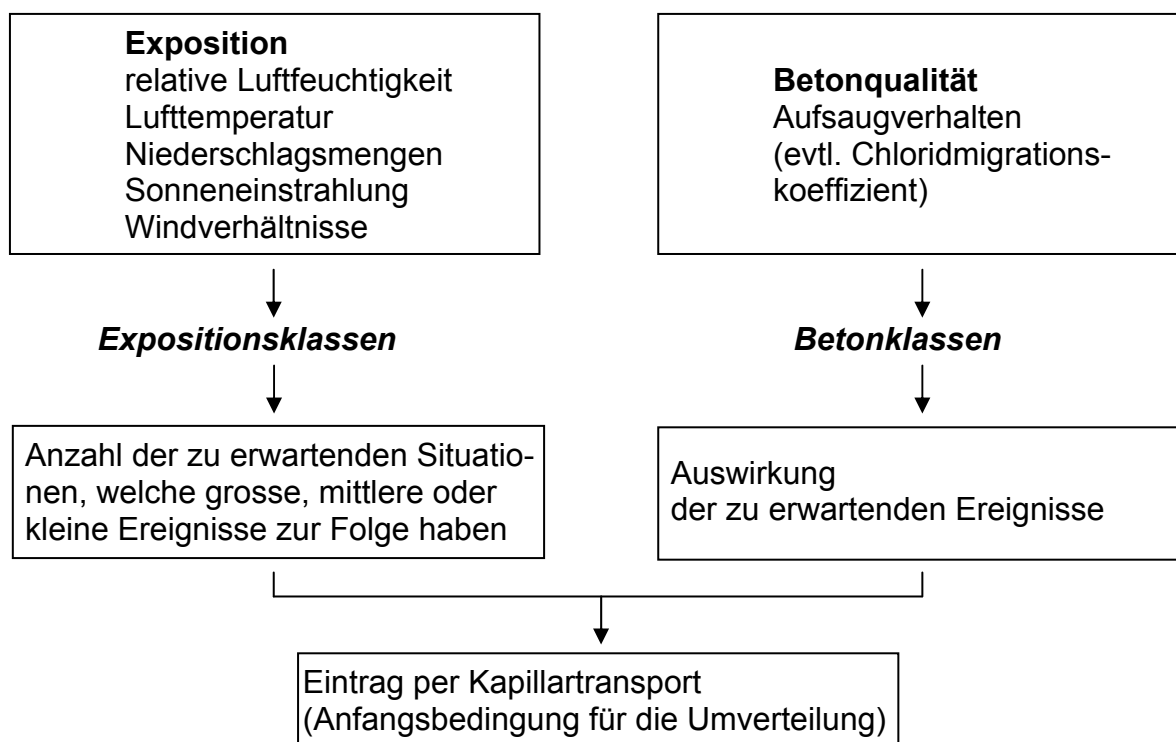


Bild 7.1: Vorgehen zur Bestimmung des Chlorideintrags per Kapillartransport.

Die Umverteilung kann mit dem im Labor bestimmten Chloridmigrationskoeffizienten berechnet werden. Bei der Lösung des 2. Fick'schen Gesetzes (2.6) muss aber das nur beschränkt vorhandene Chloridangebot berücksichtigt und die Anfangsbedingung entsprechend formuliert werden. Die Beiträge verschiedener Winter zu einem bestimmten Zeitpunkt können unabhängig voneinander bestimmt und aufsummiert werden, solange der Diffusionskoeffizient nicht von der Chloridkonzentration abhängt. Mit dem vorgeschlagenen Modell werden die wesentlichen Transportmechanismen auf den Chlorideintrag unter wechselnder Spritzwasserbeanspruchung erfasst. Viele Einflüsse auf diese Mechanismen können auf einfache Art mitberücksichtigt werden, um die Ergebnisse der Extrapolation auf grosse Zeiträume zu verbessern. Die Berechnungen basieren mit dem Chloridmigrationskoeffizienten auf einem Baustoffkennwert, der im Labor bestimmt werden kann. Einflüsse wie nur partielle Sättigung des Betons, Chloridbindung und Alter können ebenfalls auf Grund

von Resultaten aus Laboruntersuchungen integriert werden. Bestehende Modelle basieren zum grössten Teil auf reinen Diffusionsvorgängen. Weiter wird eine konstante Oberflächenkonzentration vorausgesetzt. Beide Annahmen sind bei wechselnder Spritzwasserbeanspruchung nicht korrekt. Dies führt dazu, dass mit fiktiven Kennwerten, die keine physikalische Bedeutung haben, gerechnet wird und viele Parameter eingeführt werden müssen [61].

7.2 Methodik

Grundsätzlich haben die verschiedenen Messungen in sich konsistente Resultate ohne Widersprüche geliefert (Potenzialmessungen, Messungen an den elektrisch isolierten Stäben und an den Widerstands- und Chloridsensoren).

Analyse des Wasserhaushalts vor Ort

Der Wasserhaushalt vor Ort lässt sich durch die Kombination von Messungen des elektrischen Widerstands vor Ort mit verschiedenen Laboruntersuchungen detailliert analysieren. Voraussetzung ist der Einsatz eines Datenerfassungssystems das die elektrischen Widerstände in einem kleinen Messintervall aufzeichnet. Vor Ort gemessene elektrische Widerstände sind geometrie-, temperatur-, zeit- und feuchtigkeitsabhängig. Die Geometrieabhängigkeit wird mit einem im Labor bestimmten Faktor, die Temperaturabhängigkeit rechnerisch kompensiert. Die resultierenden spezifischen elektrischen Widerstände hängen damit nur noch von der Feuchtigkeit und der Zeit ab. Der von der Zeit abhängige Wassergehalt vor Ort ergibt sich dann durch die Kombination mit dem Zusammenhang von Wassergehalt und spezifischem elektrischem Widerstand, welcher im Labor bestimmt werden kann. Diese Methode für die Bestimmung des Wassergehalts in Abhängigkeit von der Zeit vor Ort wurde überprüft mit Laborversuchen. Die Übereinstimmung der berechneten mit der gemessenen Wassermenge war gut. Die Kleinereignisse wurden nicht korrekt erfasst. Da sie nur in den äussersten 10 mm eine Veränderung des Wassergehalts im Beton bewirken, werden ihre Wassereinträge mit der vorhandenen Instrumentierung unterschätzt.

Laborversuche

Für den Vergleich verschiedener Betonqualitäten in Bezug auf den Chlorideintrag unter wechselnder Spritzwasserbelastung muss die Chloriddiffusion zusammen mit der kapillaren Wasseraufnahme beurteilt werden. Das Diffusionsverhalten kann mit dem Chloridmigrationskoeffizienten gut erfasst werden. Zur Beurteilung der kapillaren Wasseraufnahme sind Aufsaugversuche erforderlich. Auf Grund der Erkenntnisse wurde in [3] folgendes Vorgehen vorgeschlagen:

- Bohrkern, Durchmesser ≥ 50 mm, Länge 50 bis 100 mm (je nach Betonqualität, ein Durchfeuchten soll normalerweise verhindert werden)
- 7 Tage Wasserlagerung
- 3 Tage Trocknen bei 50 °C
- Beschichtung der Mantelfläche
- Massenbestimmung
- Aufsaugversuch in verschlossenem Behälter mit Wägen nach 0.5, 1, 2, 5, 12 und 24 Stunden.

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

7.3 Beurteilung verschiedener Massnahmen zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit

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

7.3.1 Betonqualität

Auswirkung auf den Wasserhaushalt

Erwartungsgemäss waren die Auswirkungen der Ereignisse unterschiedlich in den fünf untersuchten Betonqualitäten. Ungefähr gleich wie beim Referenzbeton war das Verhalten der beiden Betone mit Flugasche und Hüttensand. Etwas geringer fielen die Wassereinträge in den Beton mit Silikastaub aus und ausschliesslich geringe Einträge gab es in den Beton mit $w/z = 0.35$ (maximal 0.11 kg/m^2). Beim Referenzbeton gelangte das Wasser schnell tief in den Beton hinein. In den Betonen mit Zusatzstoffen blieb es eher an der Oberfläche, wo rasch Sättigung erreicht wurde, und sich steile Feuchtigkeitsgradienten zum nicht gesättigten Kernbeton bildeten. Es ergaben sich folgende Atmungszonen:

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

Bei ähnlichem kapillar füllbarem Porenvolumen nimmt ein Gefüge mit grösseren Poren schneller Wasser auf und trocknet auch schneller wieder aus als ein feinporiges. Die Nachhaltigkeit von Ereignissen ist damit bei Gefügen mit grösseren Poren kleiner und eine nächste Wasseraufnahme ist schneller wieder möglich. Damit wird bei gleicher Exposition insgesamt mehr Wasser aufgenommen. Dies kommt beim Beton mit Flugasche zum Ausdruck. Er nimmt im Verhältnis zu seinem kapillar füllbaren Porenvolumen eher viel Wasser auf (Bild 5.12) und trocknet schnell. Im Gegensatz zu den anderen Betonen war sein Feuchtigkeitszustand Ende 2002 wieder nahezu gleich wie Ende 2001. Die Auswirkungen der Einträge aus dem Winter 2001/2002 waren kaum mehr festzustellen (Bild 4.14). Der Beton mit Silikastaub hingegen nahm im Verhältnis zu seinem kapillar füllbaren Porenvolumen eher kleinere Wassermengen auf. Dennoch reichte bei diesem Beton die Zeit nicht aus, um bis Ende 2002 wieder denselben Feuchtigkeitszustand wie im Herbst 2001 zu erhalten. Der Beton mit Hüttensand nahm wiederum schnell Wasser auf und trocknete auch schnell wieder aus. Der Winter 2004/2005 führte bei allen Betonen zu so grossen Wassereinträgen, dass der spezifische elektrische Widerstand im Herbst 2005 nicht mehr auf das Niveau vom Herbst 2004 absank. Eingetragene Chloride könnten allerdings auch eine Ursache dafür sein.

Der Beton mit $w/z = 0.35$ hat einerseits eine kleinere Kapillarporosität und andererseits ein feinporigeres Gefüge. Dies führte dazu, dass Wasser nur bis maximal ca. 15 mm eingetragen wurde und die Mengen entsprechend gering ausfielen. Ab ca. 15 mm ist in diesem Beton eine mehr oder weniger stetige Austrocknung feststellbar.

Auswirkung auf die Chloridaufnahme

In den Betonen mit feinerem Porengefüge ($w/z = 0.35$ und Beton mit Silikastaub) war ein starker Gradient der Konzentration der Chloride im Porenwasser von der Oberfläche zum Kernbeton festzustellen. In den übrigen Betonen war dies weniger ausgeprägt, das heisst der Verteilungsprozess (Diffusion) von der Oberfläche ins Innere des Betons ist langsamer.

Der Vergleich der Chloridprofile zeigt, dass einzig in den Beton mit $w/z = 0.35$ deutlich weniger Chloride eingetragen worden sind. Die Profile der übrigen Betone sind sehr ähnlich, vor allem was die Gradienten betrifft. Insbesondere in den untersten Platten liegt der Silikastaubbeton aber klar am unteren, der Beton mit $w/z = 0.50$ am oberen Rand des Spektrums (Bild 4.17). In Tabelle 7.1 sind die innerhalb von fünf Wintern eingetragenen Chloride je m^2 zusammengestellt. Die grundsätzliche Übereinstimmung mit den berechneten Wasseraufnahmen ist gut. Im Beton mit $w/z = 0.35$ wurden die Wasseraufnahmen allerdings eher etwas unterschätzt (Bild 5.12).

Die vorliegenden Untersuchungen ergaben, dass bis zu einem Gesamtchloridgehalt von etwa 1.3 M%/Bindemittel ein grosser Anteil der Chloride gebunden wird. Er beträgt in den Normalbetonen 60 bis 70 %, in den Betonen mit Hüttensand und Flugasche ca. 80 % und im Beton mit Silikastaub ca. 50 % (Bild 4.20). Der Beton mit Silikastaub vermag demnach deutlich weniger Chloride zu binden wie die anderen untersuchten Betonqualitäten. Der Anteil der gebundenen Chloride nimmt mit zunehmender Tiefe zu und mit zunehmendem Alter eher ab. Dies hängt mit unterschiedlichen pH-Werten zusammen.

Tabelle 7.1: Gesamtchloridgehalt nach fünf Wintern [g/m^2].

	Gesamtchloridgehalt [g/m^2]	
	unterste Platte (0.00 bis 0.60 m)	ditte Platte (1.20 bis 1.80 m)
$w/z = 0.50$	262	135
$w/z = 0.35$	85	68
$w/B = 0.50$, 20 % Hüttensand	252	162
$w/B = 0.50$, 15 % Flugasche	186	134
$w/B = 0.50$, 7 % Silikastaub	148	132

Auswirkung auf die Initiierung und auf die Korrosionsströme

Ein wichtiger Faktor für die Grösse der Korrosionsgeschwindigkeit ist die spezifische elektrische Leitfähigkeit des Betons. Diese ist abhängig von der spezifischen elektrischen Leitfähigkeit des Porenwassers sowie von der Menge und von der Verteilung des Porenwassers im Porensystem. Die spezifische elektrische Leitfähigkeit des Porenwassers ist in den Betonen mit Zusatzstoffen tiefer im Vergleich zu den Normalbetonen. Entsprechend war bei gesättigtem Beton die elektrische Leitfähigkeit im Referenzbeton am grössten. Bei den übrigen Betonen war sie etwa gleich. Das

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

In allen Betonen mit w/z oder $w/B = 0.50$ wurden die Baustähle mit nur 10 mm Überdeckung in den 1. und 2. Platten bereits im 2. Winter initiiert (Tabelle 4.3). Nach dem 5. Winter korrodierten alle nur 10 mm überdeckten Baustähle in allen Platten. Ein praktisch relevanter Einfluss der Betonqualität auf die Initiierung der schlecht überdeckten Baustähle konnte demnach nicht festgestellt werden. Über alle Platten betrachtet, sind die Ströme im Beton mit $w/z = 0.50$ am grössten, im Beton mit $w/z = 0.35$ am kleinsten. Die Betone mit Zusatzstoffen liegen dazwischen. Tendenziell schneidet der Beton mit Silikastaub unter diesen Betonen am besten ab. In den Betonen mit $w/z = 0.50$ oder mit Zusatzstoffen wurden auch besser überdeckte Stäbe aktiviert. Die Ströme waren in den Betonen mit Zusatzstoffen in der Regel aber gering. Im Beton mit $w/z = 0.35$ wurden nur in den untersten beiden Platten Baustähle initiiert und die Stromstärken blieben immer sehr gering.

7.3.2 Hydrophobierung

Auswirkung auf die Wasseraufnahme und den Chlorideintrag

Die Hydrophobierung der untersten Platte (A1) zeigte ihre volle Funktionstüchtigkeit bis Februar 2005. Bis zu diesem Zeitpunkt waren keine Wassereinträge mit einer Tiefenwirkung über 10 mm festzustellen. Chloride in den äussersten Millimetern weisen jedoch darauf hin, dass ein sehr beschränkter Wassereintrag in die ersten 5 bis 10 mm auch in dieser Phase erfolgt sein muss. Analysen ergaben Chloridgehalte in 0 bis 5 mm Tiefe von 0.12 (2003), 0.16 (2004) und 0.53 (2005) M%/Zement. 2005 waren es in der nächsten Tiefenstufe auch bereits 0.31 M%/Zement (5 bis 10 mm). In der Platte A3 ist die Funktionstüchtigkeit der Hydrophobierung nach wie vor gewährleistet (Bild 4.14).

Auswirkung auf die Korrosionsströme

Die Korrosionsströme wurden durch die Hydrophobierung von 30 μA auf maximal 10 μA verringert (Vergleich Platten A3 und B3). In den oberen Platten war dieser Effekt nicht mehr feststellbar (Platten A4 und B4). Dies ist wahrscheinlich darauf zurückzuführen, dass bei den obersten Platten kaum mehr Spritzwasser anfällt und sich die Wirkung der Hydrophobierung deshalb erübrigt.

7.3.3 Überdeckungen

Untersuchungen mit Stäben mit Überdeckungen grösser als 10 mm wurden nur in folgenden Kombinationen von Stahl- und Betonqualität durchgeführt:

- Alle Stahlqualitäten in Kombination mit dem Referenzbeton mit $w/z = 0.50$
- Nur Bau- und Duplexstahl in Kombination mit allen Betonqualitäten, wobei bisher keine Duplexstähle korrodierten.

Auswirkung auf die Initiierung

Je grösser die Überdeckung, desto länger dauert die Initiierungsphase. Im Beobachtungszeitraum wurden ausschliesslich verzinkte und normale Baustähle mit mehr als 10 mm Überdeckung und nur in den Betonen mit w/z oder $w/B = 0.50$ initiiert (Tabelle 4.4). Die tiefer liegenden Baustähle wurden in der Regel im 4. oder 5. Winter initiiert (Ausnahme: unterste Platte mit Hüttensand). In den Betonen mit $w/z = 0.50$ und mit Hüttensand waren es beinahe alle Stäbe, in den Betonen mit Flugasche und Silikastaub waren es die Stäbe mit 15 und allenfalls 25 mm Überdeckung. Die verzinkten Stäbe mit maximal 25 mm Überdeckung wurden zum grössten Teil bereits im 2. Winter initiiert, die tiefer liegenden im 4. oder 5. Winter.

Auswirkung auf die Korrosionsphase

Mit zunehmender Überdeckung nehmen die Korrosionsströme der Baustähle ab. Im Beton mit $w/z = 0.50$ sind sie aber auch in 45 mm Tiefe immer noch vergleichsweise hoch (Tabelle 4.4). In den Betonen mit den Zusatzstoffen nehmen die Ströme bei Überdeckungen >15 mm stark ab.

Grundsätzlich sollte darauf geachtet werden, dass die Bewehrung ausserhalb der Atmungszone zu liegen kommt. Wird dies nicht gewährleistet, muss davon ausgegangen werden, dass die Initiierung schon im ersten Winter mit den ersten grossen Wassereinträgen erfolgen kann. Aber auch in 50 bis 60 mm Tiefe wurde im Beton mit $w/z = 0.50$ bereits nach 4 Wintern ein Chloridgehalt von rund 0.5 M%/Zement erreicht. Ausserhalb der Atmungszone (in grösseren Tiefen) ist die Feuchtigkeit relativ homogen und eher hoch. Das heisst, der spezifische elektrische Widerstand des Betons ist über das ganze Jahr hinweg eher tiefer und nur noch von der Temperatur abhängig. Nach erfolgter Initiierung wäre damit eher eine hohe Korrosionsgeschwindigkeit zu erwarten. Vermutlich wird die Korrosionsgeschwindigkeit in diesem Fall aber durch das mangelnde Sauerstoffangebot stark gebremst.

7.3.4 Stahlqualität

Der Vergleich verschiedener Stahlqualitäten beschränkt sich auf 10 mm überdeckte Stäbe und auf normale bzw. verzinkte Baustähle sowie den Chromstahl (Top 12), da bisher weder bei den austenitischen noch bei den Duplexstählen Korrosion einsetzte. Eine Ausnahme bildet auch der Beton mit $w/z = 0.35$. In diesem Beton wurden nur Baustähle initiiert und die Korrosionsströme blieben immer gering.

Auswirkung auf die Initiierungsphase

Die unterschiedlichen kritischen Chloridgehalte der verschiedenen Stahlqualitäten beeinflussen die Länge der Initiierungsphase. In den Betonen mit $w/z = 0.50$ oder mit Zusatzstoffen wurden sämtliche normale und die verzinkte Baustähle mit 10 mm Überdeckung im 2. Winter initiiert. Im Beton mit $w/z = 0.50$ wurden auch die Top 12 im 2. Winter initiiert. In den Betonen mit Zusatzstoffen war dies erst nach 3 bis 5 Jahren der Fall. Ein praktisch relevanter Einfluss der unterschiedlichen, Korrosion auslösenden Chloridgehalte der drei Stahlqualitäten konnte bezüglich des Zeitpunkts der Initiierung unter den gegebenen Verhältnissen nicht festgestellt werden.

Auswirkung auf die Korrosionsphase

Die gemessenen Korrosionsströme sind auf Grund der bisher ausgewerteten Daten bei den Top 12 deutlich kleiner als bei den normalen oder gar den verzinkten Baustählen (Tabelle 4.3). Von den Korrosionsströmen kann jedoch nicht direkt auf die tatsächliche Korrosionsgeschwindigkeit geschlossen werden. Dazu müssten die Flächenverhältnisse bekannt sein. Eine Aussage zum Materialabtrag an den verschiedenen Stählen in den verschiedenen Betonen wird deshalb erst nach dem Abschluss der Untersuchungen und dem Ausbau der Stäbe möglich sein.

Die verzinkten Stähle wurden früh aktiviert und die Korrosionsströme waren immer vergleichsweise hoch. Verzinkte Bewehrung ist demnach keine Möglichkeit zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit im Fall von chloridinduzierter Korrosion. Die Messungen in den Platten C3 und C4 haben gezeigt, dass die verzinkte Bewehrung im chloridverseuchten Beton als Opferanode wirkt und den normalen Baustahl kathodisch zu schützen vermag.

8 Ausblick

Die Untersuchungen im Naxbergtunnel hatten zum Ziel, verschiedene Massnahmen zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit zu prüfen und deren Wirkung und Wirksamkeit ganzheitlich zu beurteilen und zu vergleichen (Initiierungs- und Korrosionsphase). Bei der Konzeption der Versuchsplatten wurden verschiedene Beton- und Stahlqualitäten und variable Überdeckungen sowie eine Hydrophobierung miteinander kombiniert. Mit den bisherigen Untersuchungsergebnissen konnte ein Beitrag zum grundlegenden Verständnis für den Wasserhaushalt von Beton unter der wechselnden Beanspruchung durch Spritzwasser geleistet werden. Daraus wurde für die Erfassung des Chlorideintrags unter derartigen Expositionsverhältnissen ein einfaches Modell abgeleitet [3]. Weiter konnten erste Erkenntnisse zum Einfluss der Beton- und der Stahlqualität auf die Dauerhaftigkeit unter realen Expositionsverhältnissen gewonnen werden. Da sie sich erst auf fünf Winter beziehen, ist deren Aussagekraft allerdings noch beschränkt. Besser abgesicherte Erkenntnisse zur Wirkung und zu den Vor- und Nachteilen der einzelnen Massnahmen sind aber nach längerer Versuchsdauer zu erwarten. Für weitere Arbeiten stehen deshalb zwei Hauptstossrichtungen im Vordergrund:

- Weiterführung der Untersuchungen im Naxberg
- Umsetzung des neuen Modells in der Praxis

8.1 Weiterführung der Untersuchungen im Naxberg

Bei der Weiterführung im Naxberg sollte der Fokus primär auf die Initiierung und die Korrosionsgeschwindigkeit unterschiedlicher Kombinationen von Stahl- und Betonqualitäten, auf den Einfluss der Überdeckung und auf Langzeiteffekte beim Wasserhaushalt und Chlorideintrag gerichtet werden:

- Vergleich des Korrosionsverhaltens *verschiedener Stahlqualitäten* und von *verzinktem Baustahl* in Kombination mit verschiedenen Betonqualitäten (Initiierung und Korrosionsgeschwindigkeit)
- Einfluss der *Überdeckung* auf den Zeitpunkt der Initiierung und auf die Korrosionsgeschwindigkeit
- Langzeitwirkung der applizierten Hydrophobierung.
- Quantifizierung von Langzeiteffekten beim Wasserhaushalt und beim Chlorideintrag.

Nach Abschluss der Messungen sollten verschiedene Elemente der Instrumentierung zur Überprüfung ausgebaut werden:

- Bestimmung von effektiven Querschnittsverlusten an den verschiedenen Stählen zur Beurteilung der gemessenen Korrosionsströme
- Überprüfung des Chloridgehalts am Ort der Chloridsensoren.

8.2 Umsetzung des neuen Modells in der Praxis

Mit dem neuen Modell für den Chlorideintrag konnten bisher verschiedene, allerdings nur grobe Prognosen gemacht werden. Weiter wurde das Modell für die Beurteilung von (Rest-)Chloridgehalten in instand gesetzten und/oder bestehenden Bauteilen eingesetzt. Unsicherheiten bestehen vor allem in Bezug auf Langzeiteffekte und spezifische Expositionsbedingungen. Das Modell stellt einen viel versprechenden Ansatz für wesentlich verbesserte Betrachtungen der Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauten unter der Beanspruchung durch Spritzwasser dar. Die breitere Umsetzung in der Praxis im Rahmen der Bemessung auf Dauerhaftigkeit bedingt allerdings zusätzliche Anstrengungen. Nachfolgend sind verschiedene Teilaspekte aufgeführt, die weiter zu bearbeiten wären. Grundsätzlich ist zu unterscheiden zwischen Auswertungen vorhandener Daten und experimentellen Untersuchungen. Mit theoretischen Überlegungen könnte zudem die Modellierung für längere Zeiträume besser abgesichert werden.

Auswertung vorhandener Daten

- Systematische Auswertung von Klimadaten im Hinblick auf die massgebenden Faktoren bezüglich des Chlorideintrags
 - Unterteilung der Exposition XD3 gemäss SN EN 206-1 (Spritzwasser)
 - Basis für die experimentelle Untersuchung weiterer Standorte
- Analyse vorhandener Chloridprofile
 - Bestimmung jährlicher Eintragsraten sowie von effektiven Diffusionskoeffizienten alter Bauwerke
 - Korrelation mit der Exposition der Bauteile
 - ev. Ergänzung mit der Bestimmung der Festigkeit, der Porosität und/oder des Migrationskoeffizienten im Labor
- Zusammenhang spezifischer Widerstand – Chlorideintrag (aus den vorhandenen Daten)

Experimentelle Untersuchungen

- Bestimmung von Eintragsraten bei alten Bauwerken mit bereits hoher Chloridbelastung (gleiche Exposition wie Naxberg, z.B. nicht instand gesetzte Stützmauern entlang der A2)
- Untersuchung weiterer Standorte mit anderen Expositionen (Einfluss von Sonneneinstrahlung und Wind)
- Entwicklung eines intelligenten Laborversuchs zur zuverlässigen Beurteilung des Aufsaugverhaltens vor Ort
 - Definition der massgebenden Materialkennwerte zur Bildung von Betonklassen
 - Korrelation mit Permeabilitätsmessungen vor Ort

Jährlicher Chlorideintrag per Kapillartransport

Der jährliche Eintrag per Kapillartransport wurde in den durchgeführten Berechnungen als konstant angenommen, obwohl anzunehmen ist, dass er vom Bauwerksalter abhängt. Der Chlorideintrag in den ersten Jahren führt in einer derartigen Exposition rasch zu hohen Chloridgehalten in den ersten 0 bis 20 mm, was eine Verlangsamung der Austrocknung des Betons und damit eine Verkleinerung des möglichen Wasser- und Chlorideintrags bei nachfolgenden Ereignissen bewirkt. Dieser Zeiteffekt wurde bisher noch nicht erfasst und quantifiziert. Die Weiterführung der Messungen könnte dies ermöglichen.

Der Beitrag des Kapillartransports zum Chlorideintrag unter wechselnder Spritzwasserbeanspruchung wurde vor Ort experimentell bestimmt. Um das Modell im Rahmen der Bemessung auf Dauerhaftigkeit anzuwenden, muss dieser Beitrag auf Grund von Materialkennwerten und von der Exposition abgeschätzt werden können (Bild 7.1).

Untersuchung und Auswertung weiterer Expositionen

Im Naxbergtunnel wird eine Exposition ohne direkte Bewitterung, aber mit ausgeprägtem Luftzug betrachtet, und es ist keine direkte Sonnenbestrahlung möglich, was ausgeglichene Temperaturverhältnisse zur Folge hat. Weitere Expositionen sollten untersucht werden, um den Einfluss von direkter Sonnenbestrahlung und direkter Bewitterung auf den Wasserhaushalt zu ermitteln (z. B. Konsolköpfe, Leitmauern und Stützen sowie Stützmauern).

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

Korrelation Laborversuche und Verhalten vor Ort

In Kapitel 7.2 wurde vorgeschlagen die Resultate von Aufsaug- und Migrationsversuchen zur Beurteilung verschiedener Betone im Hinblick auf deren Verhalten unter wechselnder Spritzwasserbeanspruchung heranzuziehen. Es sollten demnach im Labor bestimmbare Kennwerte definiert werden, mit denen das unterschiedliche Aufsaugverhalten vor Ort genügend genau abgeschätzt werden kann und es sind entsprechende Korrelationen zu erarbeiten (Aufsaug- und Austrocknungsverhalten im Labor zu effektivem Verhalten vor Ort).

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

Literaturverzeichnis

- [1] Hunkeler, F., Ungricht, H., Schiegg, Y. (2001), *Eignung zweier Inhibitoren (MFP und Sika FerroGard-903) zur Instandsetzung von chloridbelasteten Stahlbetonbauten*, ASTRA, Arbeitsgruppe Brückenforschung, Objektbezogener Forschungsauftrag, VSS-Bericht Nr. 554.
- [2] Tuutti, K. (1982), *Corrosion of steel in concrete*, Swedish Cement and Concrete Research Institut, Stockholm.
- [3] Ungricht, H. (2004), *Wasserhaushalt und Chlorideintrag in Beton – Einfluss der Exposition und der Betonzusammensetzung*, Diss. ETH Zürich Nr. 15'758.
- [4] Hunkeler, F. (1994), *Grundlagen der Korrosion und der Potenzialmessung bei Stahlbetonbauten*, FA Nr. 86/90, AGB ASTRA, VSS-Bericht Nr. 510.
- [5] Brem, M. (2004), *Numerische Modellierung der Korrosion in Stahlbetonbauten*, Diss. ETH Zürich Nr. 15'567.
- [6] Schiegg, Y. (2002), *Online-Monitoring zur Erfassung der Korrosion der Bewehrung von Stahlbetonbauten*, Diss. ETH Zürich Nr. 14'583.
- [7] Alonso, C., Andrade, C., Castellote, M., Castro, P. (2000), *Chloride threshold values to depassivate reinforcing bars embedded in a standardized OPC mortar*, Cement and Concrete Research, Vol. 30, Seiten 1047-1055.
- [8] Hunkeler, F., Ungricht, H., Deillon, F. (2000), *Untersuchungen zur Chloridbestimmung im Beton und Durchführung eines 2-stufigen Ringversuchs*, FA Nr. 88/97, AGB ASTRA, VSS-Bericht Nr. 546.
- [9] Glass, G.K., Buenfeld, N.R. (1995), *Chloride threshold levels for corrosion induced deterioration of steel in concrete*, Chloride Penetration into Concrete, 1. Intern. Workshop, 15.-18. 10.1995, St.-Rémy, Proceedings, ed. L.O. Nilsson, J.P. Ollivier, RILEM Publications, Seiten 429-440.
- [10] Page, C.L. (1975), *Mechanism of corrosion protection in reinforced concrete marine structures*, Nature, Vol. 258, Nr. 5535, Seiten 514-515.
- [11] Yonezawa, T., Ashworth, V., Procter, R.P.M. (1988), *Pore solution composition and chloride effects on the corrosion of steel in concrete*, Corrosion, Vol. 44, Nr. 7, Seiten 489-499.
- [12] Breit, W. (1997), *Untersuchungen zur kritischen korrosionsauslösenden Chloridionenkonzentration an Stahl- und Mörtелеlektroden in alkalischen Lösungen*, Diss., Institut für Bauforschung der TH Aachen (ibac).

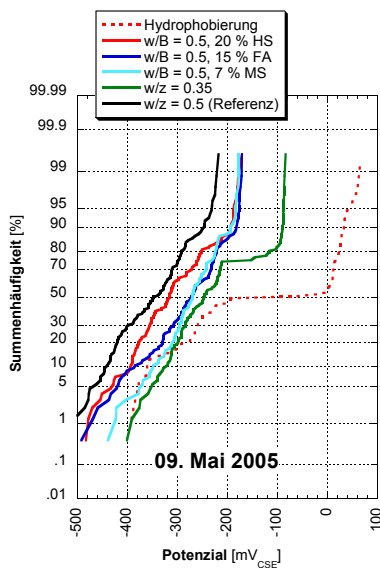
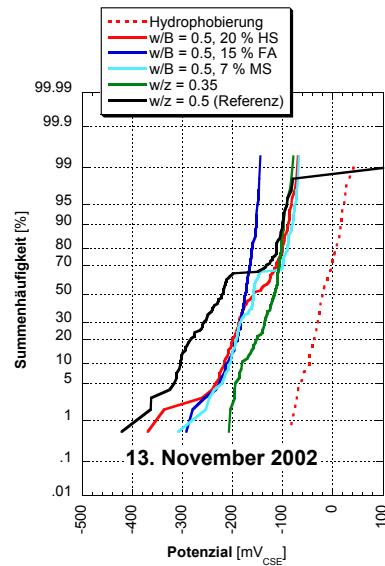
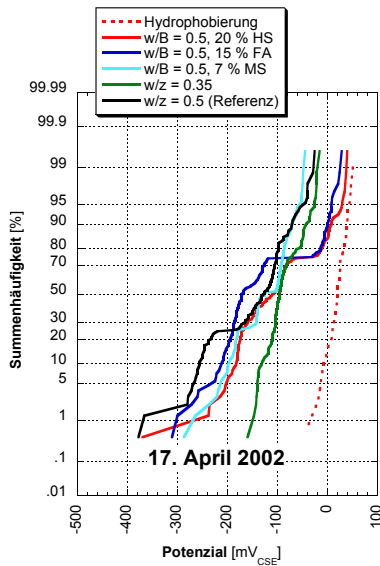
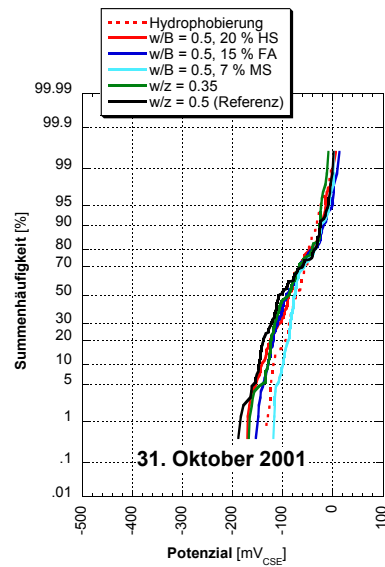
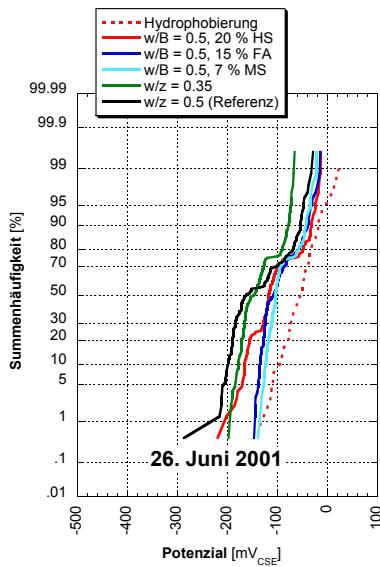
- [13] Mohammed, T.U., Otsuki, N., Hisada, M. (1999), *Corrosion of steel bars with respect to orientation in concrete*, ACI Materials Journal, Vol. 96, Nr. 2, Seiten 154-159.
- [14] Castel, A., Vidal, T., François, R., Arliguie, G. (2003), *Influence of steel-concrete interface quality on reinforcement corrosion induced by chlorides*, Magazine of Concrete Research, Vol. 55, Nr. 2, Seiten 151-159.
- [15] Pillai, R.G., Trejo, D. (2005), *Surface condition effects on critical chloride threshold of steel reinforcement*, ACI Materials Journal, Vol. 102, Nr. 2, Seiten 103-109.
- [16] Hunkeler, F. (2000), Einsatz von nichtrostenden Stählen, FA Nr. 89/00, AGB ASTRA, VSS-Bericht Nr. 543.
- [17] Pettersson, K., Sandberg, P. (1997), *Chloride threshold levels, corrosion rates and service life for cracked high performance concrete*, 4th CANMET/ACI Int. Conf. on durability of concrete, Sydney, Proc. Ed. V.M. Malhotra, Vol. 1, Seiten 451-472.
- [18] Breit, W. (2001), *Kritischer, korrosionsauslösender Chloridgehalt – Sachstand und neuere Untersuchungen*, Betontechnische Berichte VDZ 1998-2000, Verlag Bau und Technik, Seiten 145-165.
- [19] Zimmermann L. (2000), *Korrosionsinitiierender Chloridgehalt von Stahl in Beton*, Diss. ETH Zürich Nr. 13'870.
- [20] Oh, B.H., Jang, S.Y., Shin, Y.S. (2003), *Experimental investigation of the threshold chloride concentration for corrosion initiation in reinforced concrete structures*, Magazine of Concrete Research, Vol. 55, Nr. 2, Seiten 117-124.
- [21] Nygaard, P.V., Geiker, M.R. (2005), *A method for measuring the chloride threshold level required to initiate reinforcement corrosion in concrete*, Materials and Structures, Vol. 38, Seiten 489-494.
- [22] Vassie, P. (1984), *Reinforcement corrosion and the durability of concrete bridges*, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 76, Part 1 Design and Construction, Seiten 713-723.
- [23] Steffens, A. (2000), *Modellierung von Karbonatisierung und Chloridbindung zur numerischen Analyse der Korrosionsgefährdung der Betonbewehrung*, Diss. TU Braun-schweig.
- [24] Lutz, P., Klopfer, H., et al. (2002), *Lehrbuch der Bauphysik*, B.G. Teubner Verlag, Stuttgart, Leipzig, Wiesbaden.
- [25] Krischer, O. (1992), *Die wissenschaftlichen Grundlagen der Trocknungstechnik*, Springer Verlag, Berlin.
- [26] Sommer, E. (1971), *Beitrag zur Frage der kapillaren Flüssigkeitsbewegung in porösen Stoffen bei Be- und Entfeuchtungsvorgängen*, Diss. TH Darmstadt.
- [27] Lunk, P. (1997), *Kapillares Eindringen von Wasser und Salzlösungen in Beton*, Aedificatio Publishers, Fraunhofer IRB Verlag.
- [28] Sosoro, M., Reinhardt, H.W. (1994), *Eindringverhalten von Flüssigkeiten in Beton in Abhängigkeit von der Feuchte der Probekörper und der Temperatur*, DAfStb, Heft 445, Beuth Verlag Berlin.
- [29] Paschmann, H., Grube, H., Thielen, G. (1995), *Untersuchungen zum Eindringen von Flüssigkeiten in Beton sowie zur Verbesserung der Dichtigkeit des Betons*, DAfStb, Heft 450, Beuth Verlag Berlin.

- [30] Lunk, P., Mayer, G., Wittmann, F.H. (1998), *Einfluss des Eindringens von Chloriden auf die wartungsfreie Nutzungsdauer von Stahlbetontragwerken*, ASTRA, FA 82/93, VSS-Bericht Nr. 536.
- [31] Rucker, P., Beddoe, R.E., Krus, M. (2003), *Neue Erkenntnisse zu den Transportmechanismen von Feuchte und Chlorid in Beton*, ibausil, 15. Intern. Baustofftagung, Tagungsbericht Band 2, F.A. Finger-Institut, Bauhaus-Universität, Weimar.
- [32] Rose, D.A. (1965), *Water movement in unsaturated porous materials*, RILEM Bulletin, Vol. 29, Seiten 119-124.
- [33] Smolczyk, H.G. (1983), *Zur Bindung des Chlorids im Zementstein, Chloridkorrosion*, Mitteilungen aus dem Forschungsinstitut des Vereins der österreichischen Zement-fabrikanten, Heft Nr. 36, Wien.
- [34] Richartz, W. (1969), *Die Bindung von Chlorid bei der Zementerhärtung*, Zement-Kalk-Gips, Vol. 22, Seiten 447-456.
- [35] Suryavanshi, A.K., Scantlebury, J.D., Lyon, S.B. (1996), *Mechanism of Friedel's Salt formation in cements rich in C₃A*, Cement and Concrete Research, Vol. 26, Nr. 5, Seiten 717-727.
- [36] Wowra, O., Setzer, M.J. (2000), *Einfluss der elektrochemischen Doppelschicht auf die Sorption und den Transport von Chlorionen im Zementstein*, Internationale Zeitschrift für Bauinstandsetzen, Vol. 6, Nr. 4, Seiten 415-428.
- [37] Frey, R. (1990), *Neuere reaktionskinetische Erkenntnisse zum Mechanismus der Chlorid-diffusion im Zementstein von Betonen*, Habilitation, Universität Stuttgart.
- [38] Tritthart, J. (1989), *Chloride binding in cement: The influence of the hydroxide concentration in the pore solution of hardened cement paste on chloride binding*, Cement and Concrete Research, Vol. 19, Seiten 683-691.
- [39] Sandberg, P. (1999), *Studies of chloride binding in concrete exposed in a marine environment*, Cement and Concrete Research, Vol. 29, Seiten 473-477.
- [40] Haque, M.N., Kayyali, O.A. (1995), *Free and water soluble chloride in concrete*, Cement and Concrete Research, Vol. 25, Nr. 3, Seiten 531-542.
- [41] Volkwein, A. (1991), *Untersuchungen über das Eindringen von Wasser und Chlorid in Beton*, TU München, Berichte aus dem Baustoffinstitut, Heft Nr. 1.
- [42] Crank, J. (1975), *The mathematics of diffusion*, Oxford University Press, 2. Ausgabe.
- [43] Wedler, G. (1987), *Lehrbuch der physikalischen Chemie*, VCH Verlagsgesellschaft mbH, Weinheim, 3. Auflage.
- [44] Polder, R., Ketelaars, M.B.G. (1991), *Electrical resistance of blast furnace slag cement and ordinary portland cement concretes*, Blended cements in construction, Ed. R.N. Swamy, Elsevier Applied Science, London, Seiten 401-415.
- [45] Hunkeler, F. (1996), *The resistivity of pore water solution – a decisive parameter of rebar corrosion and repair methods*, Construction and Building Materials, Vol. 10, Nr.5, Seiten 381-389.
- [46] Basheer, P.A.M., Gilleece, P.R.V., Long, A.E., McCarter, W.J. (2002), *Monitoring electrical resistance of concretes containing alternative*

- cementitious materials to assess their resistance to chloride penetration*, Cement & Concrete Composites, Vol. 24, Seiten 437-449.
- [47] Bürchler, D. (1996), *Der elektrische Widerstand von zementösen Werkstoffen*, Diss. ETH Zürich Nr. 11'876.
- [48] McCarter, W.J., Chrisp, M. (2000), *Monitoring water and ionic penetration into cover-zone concrete*, ACI Materials Journal, Vol. 97, Nr. 6, Seiten 668-674.
- [49] Chrisp, T.M., McCarter, W.J., Starrs, G., Basheer, P.A.M., Blewett, J. (2002), *Depth-related variation in conductivity to study cover-zone concrete during wetting and drying*, Cement & Concrete Composites, Vol. 24, Seiten 415-426.
- [50] McCarter, W.J., Chrisp, t.M., Starrs, G., Blewett, J. (2003), *Characterisation and monitoring of cement-based systems using intrinsic electrical property measurements*, Cement and Concrete Research, Vol. 33, Seiten 197-206.
- [51] Hunkeler, F., Ungricht, H., Merz, Ch. (2002), *Vergleichende Untersuchungen zum Chloridwiderstand von Betonen*, ASTRA, FA 82/98, VSS-Bericht Nr. 568.
- [52] Theiler, F. (1988), *Chemische Umwelteinflüsse - Fassaden, Tunnel, Hallenbäder*, Einsatz von nicht rostenden Stählen im Bauwesen, SIA Dokumentation D 030, Seiten 57-60.
- [53] Schiessl, P., Lay, S. (2002), *Dauerhaftigkeitsbemessung von Stahlbetonkonstruktionen*, Forschungsbericht Nr. F3003/00, TU München.
- [54] Ungricht, H., Hunkeler, F. (2007), *Instandsetzung von Galerien – Wirkung und Wirksamkeit der ergriffenen Massnahmen*, ASTRA, Arbeitsgruppe Brückenforschung, Objektbezogener Forschungsauftrag, VSS-Bericht Nr. 610.
- [55] Khatib, J.M., Mangat, P.S. (2002), *Influence of high-temperature and low-humidity curing on chloride penetration in blended cement concrete*, Cement and Concrete Research, Vol. 32, Seiten 1743-1753.
- [56] Polder, R., Peelen, W.H.A. (2002), *Characterisation of chloride transport and reinforcement corrosion in concrete under cyclic wetting and drying by electrical resistivity*, Cement and Concrete Research, Vol. 24, Seiten 427-435.
- [57] Climent, A.M., de Vera, G., Lopez, J., Garcia, C., Andrade, C. (2000), *Transport of chlorides through non-saturated concrete after an initial limited chloride supply*, Testing and modelling the chloride ingress into concrete, Proceedings Workshop Paris; Ed. C. Andrade, J. Kropp, Seiten 305-316.
- [58] Nielsen, E.P., Geiker, M.R. (2003), *Chloride diffusion in partially saturated cementitious material*, Cement and Concrete Research, Vol. 33, Seiten 133-138.
- [59] Bamforth, P.B. (1999), *The derivation of input data for modelling chloride ingress from eight-year UK coastal exposure trials*, Magazine of Concrete Research, Vol. 51, Nr. 2, Seiten 87-96.
- [60] Mackechnie, J.R., Alexander, M.G. (2000), *Rapid chloride test comparisons*, Concrete International, May 2000, Seiten 40-45.
- [61] Gehlen, Ch. (2000), *Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken – Zuverlässigkeitsbetrachtungen*, DAfStb, Heft 510, Beuth Verlag Berlin.

Anhang 1: Potenzialmessungen

Summenhäufigkeitskurven
(alle Betonqualitäten je Messtermin)



Summenhäufigkeiten der Korrosionspotenziale

Alle Betonqualitäten je Messtermin

Je Betonqualität wurden 4 unterschiedlich instrumentierte Platten gemessen:

In der untersten Platte sind isolierte Stäbe aus allen Stahlqualitäten vorhanden, was zum Teil auch bei den dritten Platten der Fall ist (Nr. D3, F3 und H3, Kapitel 3.3).

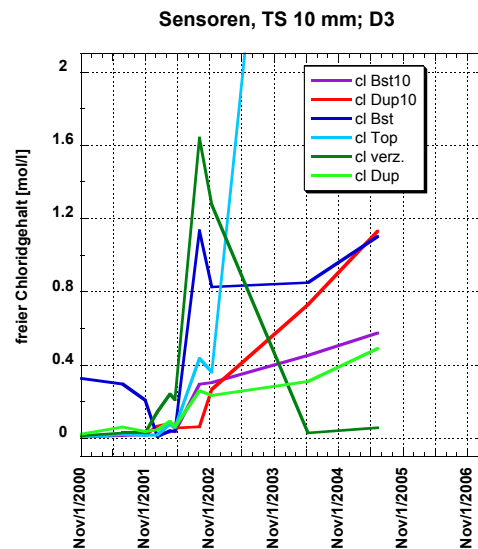
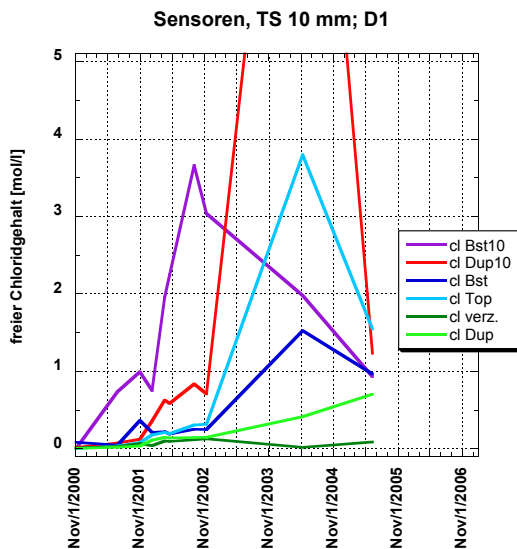
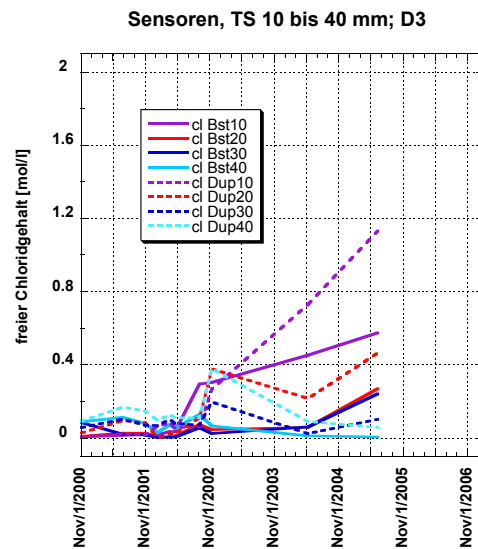
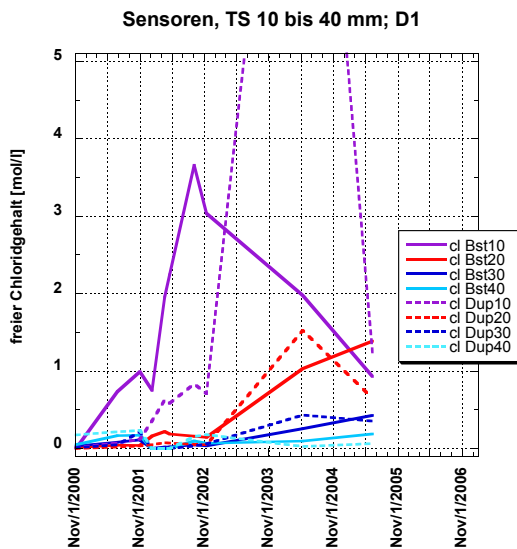
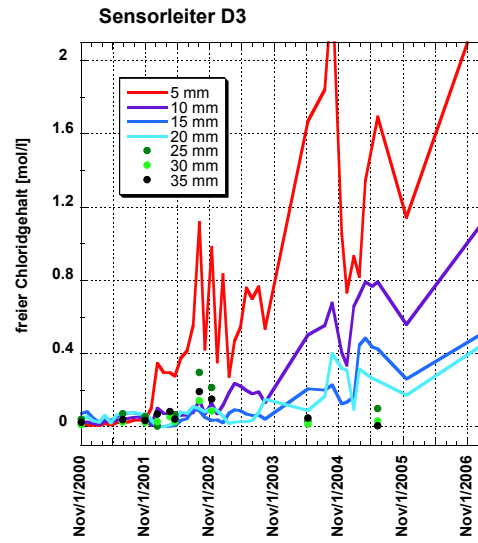
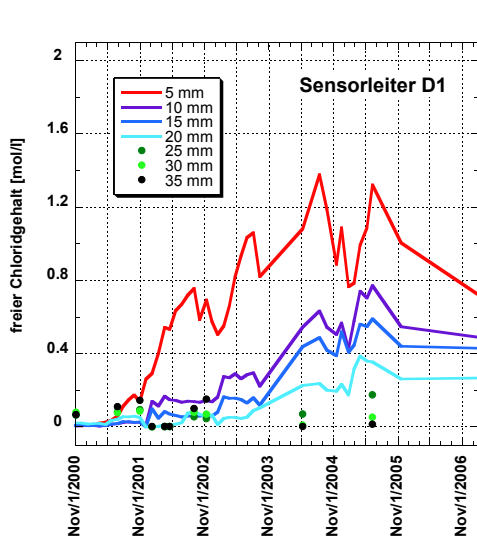
Anhang 2: Chloridgehalt

Freier Chloridgehalt im Porenwasser, bestimmt mit Chloridsensoren (Handmessungen und Loggerdaten)

Beton mit w/B = 0.50 und 20 % Hüttensand

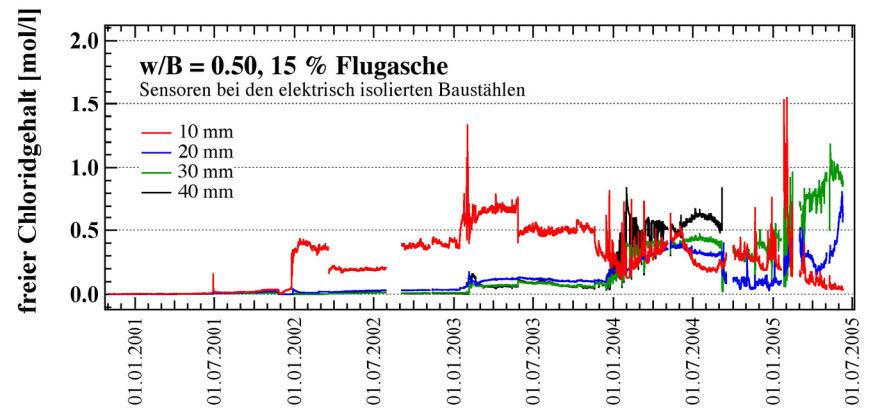
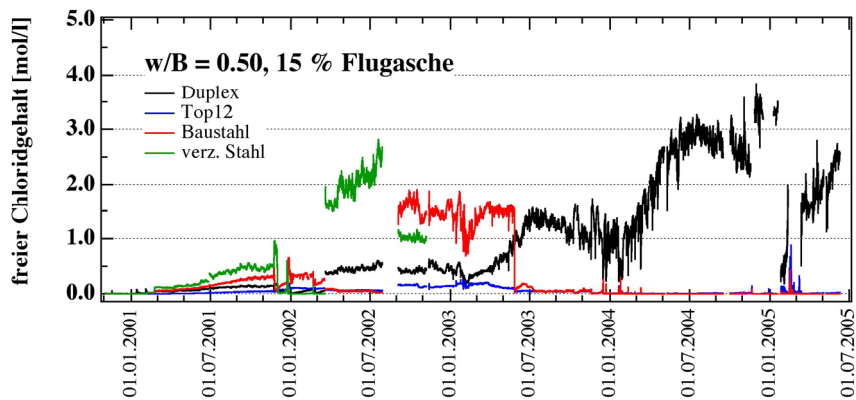
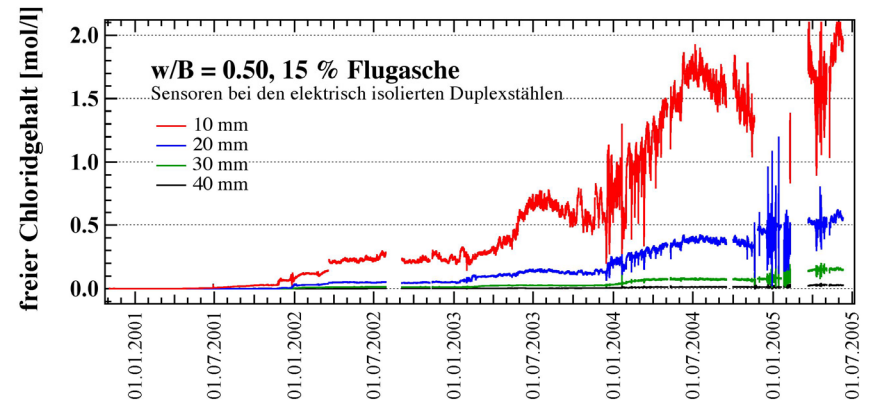
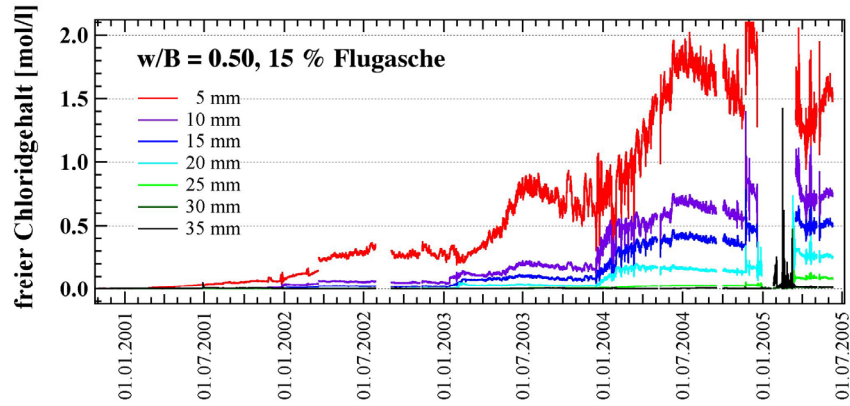
0.00 bis 0.60 m ab OK Fahrbahn

1.20 bis 1.80 m ab OK Fahrbahn



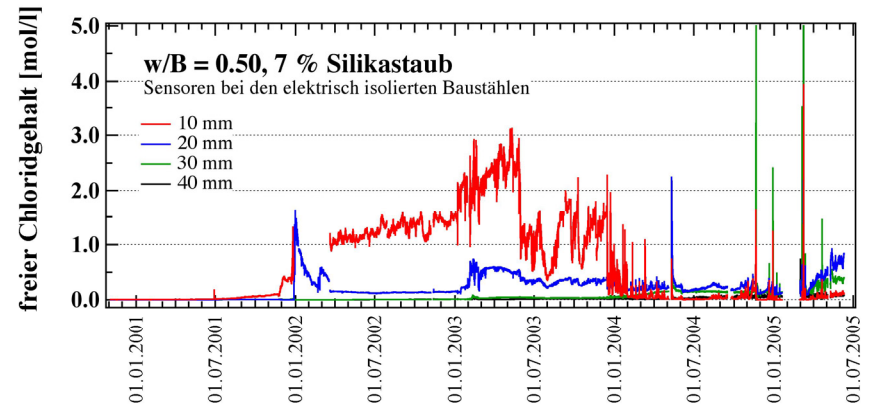
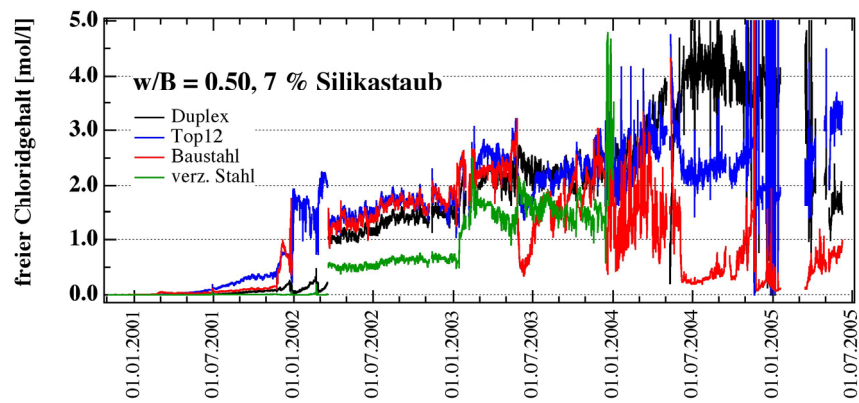
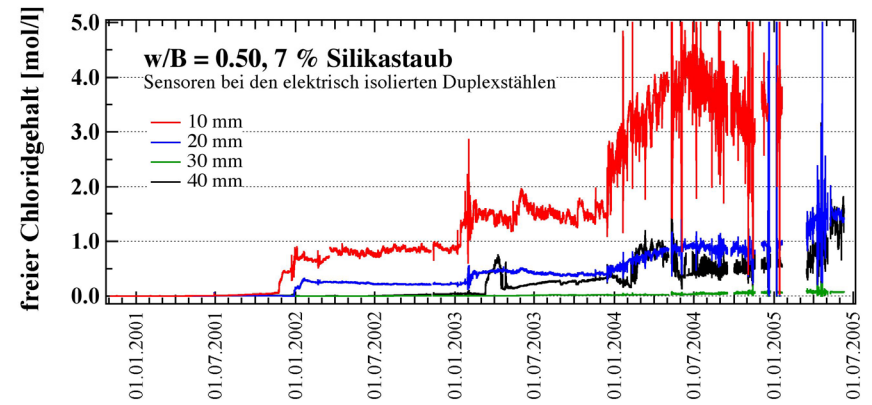
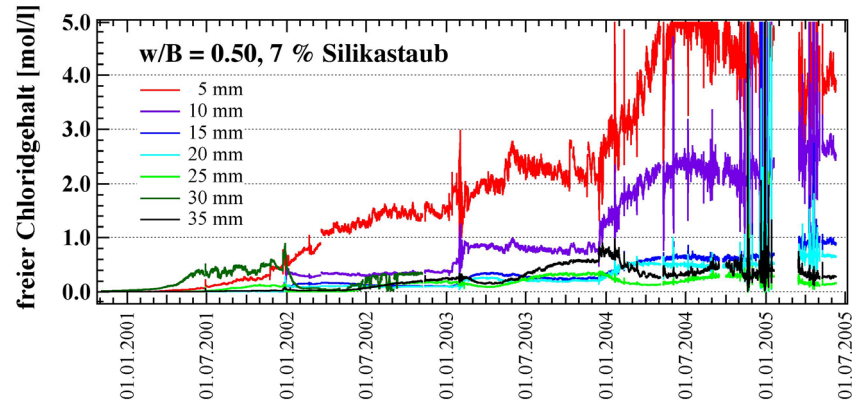
Beton mit w/B = 0.50 und 15 % Flugasche

0.00 bis 0.60 m ab OK Fahrbahn



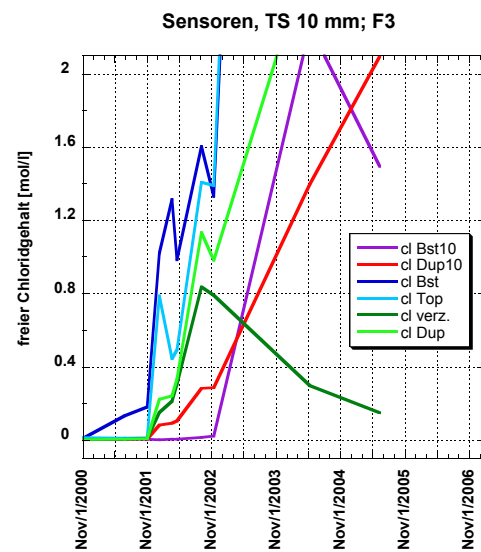
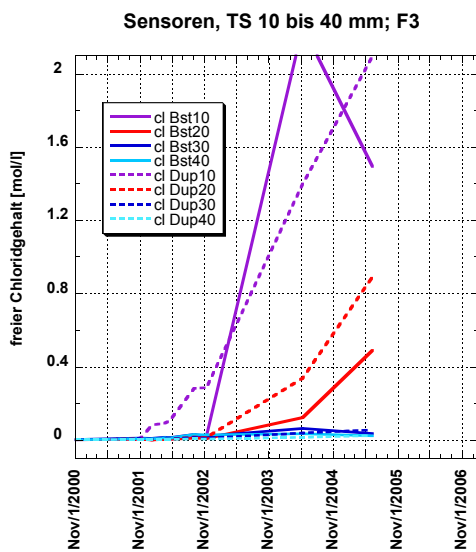
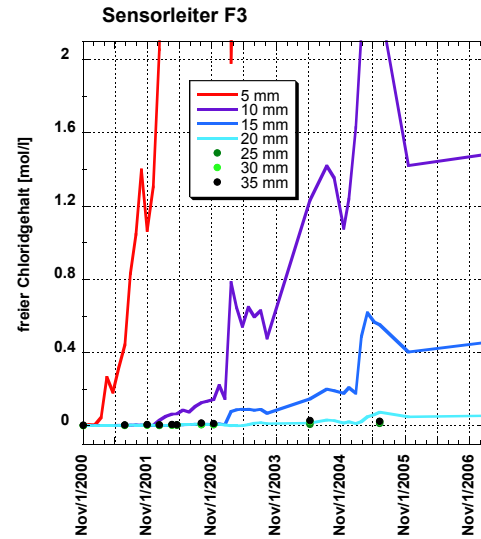
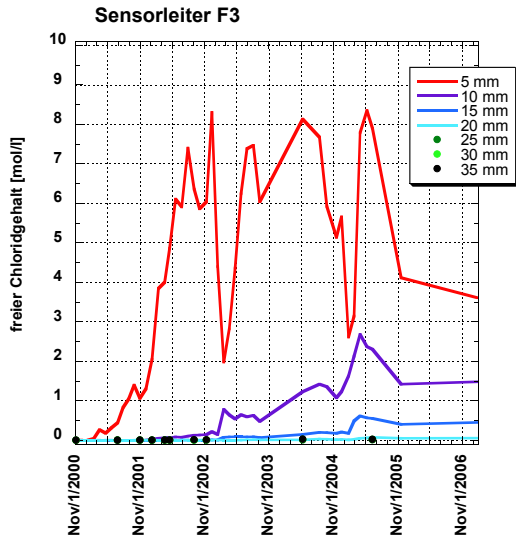
Beton mit $w/B = 0.50$ und 7 % Silikastaub

0.00 bis 0.60 m ab OK Fahrbahn



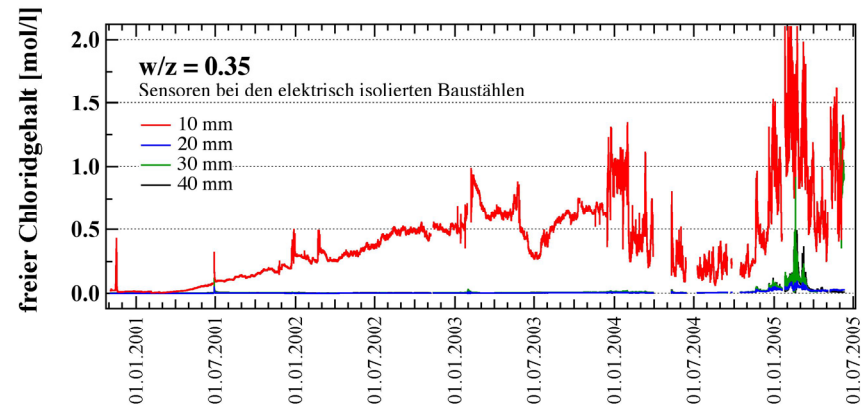
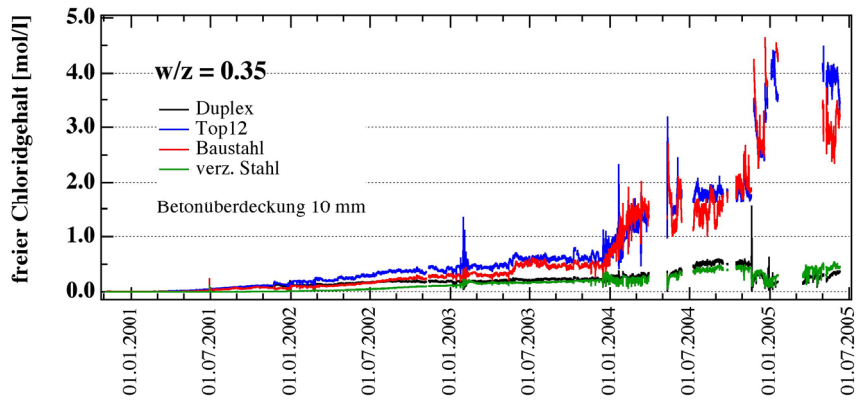
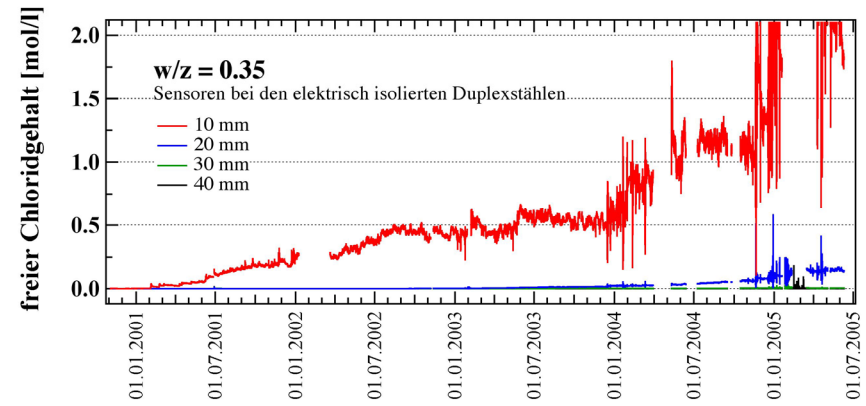
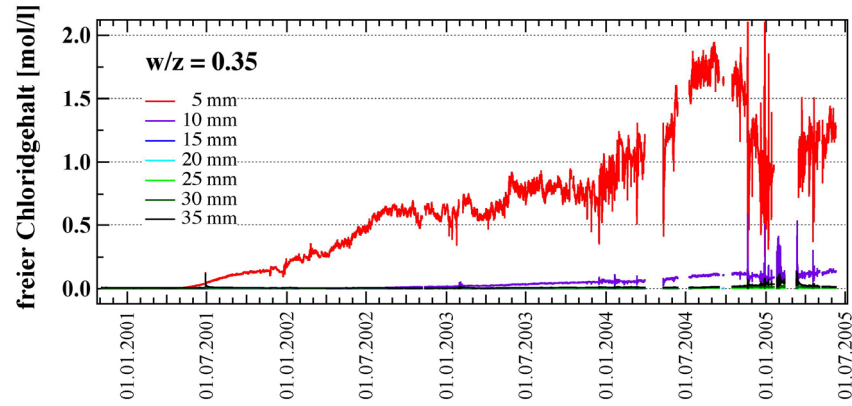
Beton mit $w/B = 0.50$ und 7 % Silikastaub

1.20 bis 1.80 m ab OK Fahrbahn



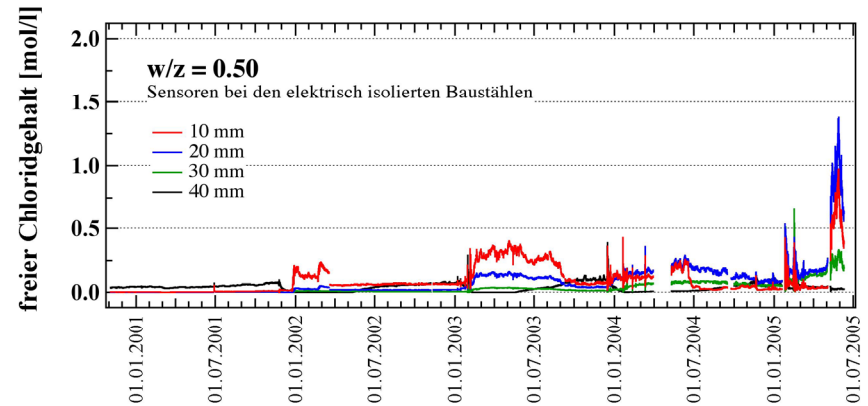
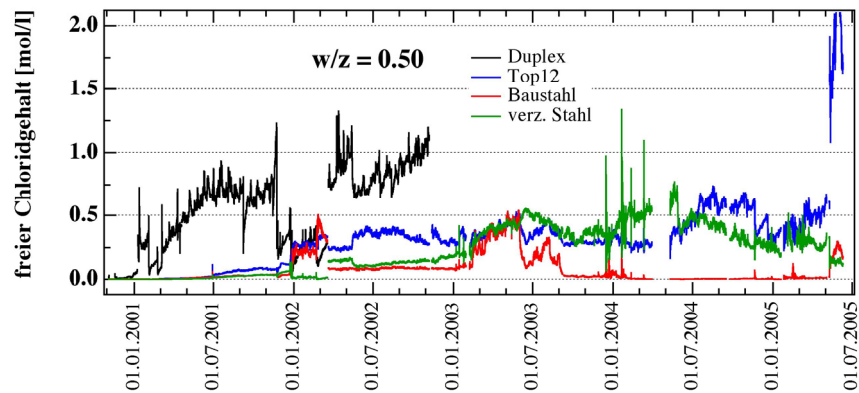
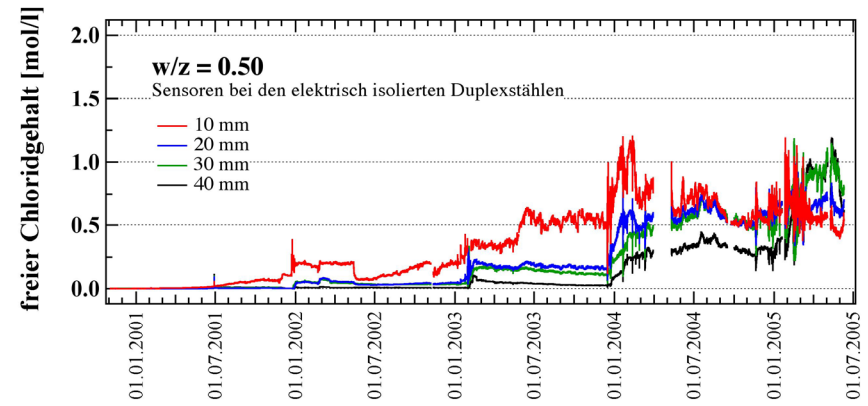
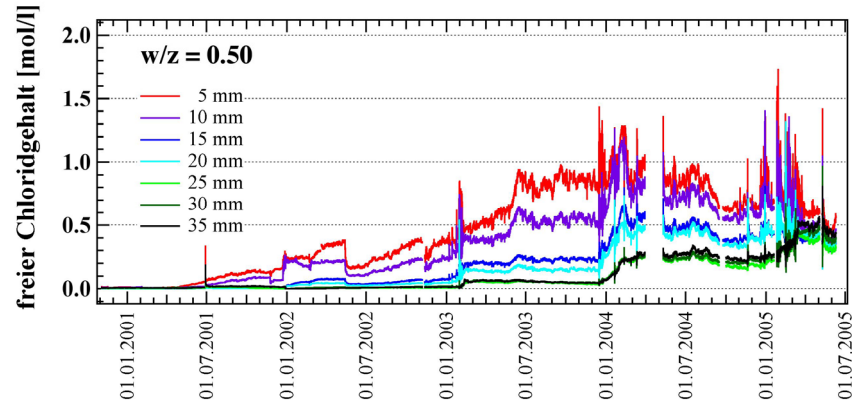
Beton mit $w/z = 0.35$

0.00 bis 0.60 m ab OK Fahrbahn



Beton mit $w/z = 0.50$

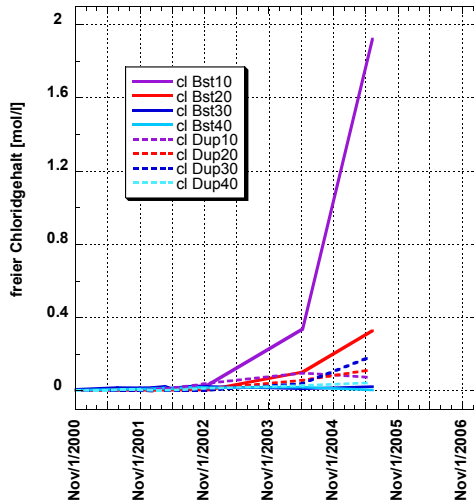
0.00 bis 0.60 m ab OK Fahrbahn



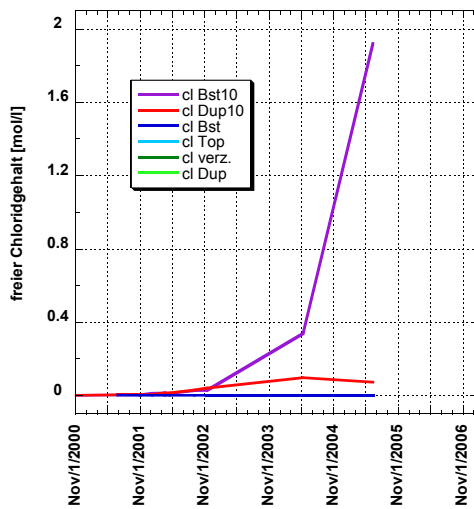
Beton mit $w/z = 0.50$

1.20 bis 1.80 m ab OK Fahrbahn

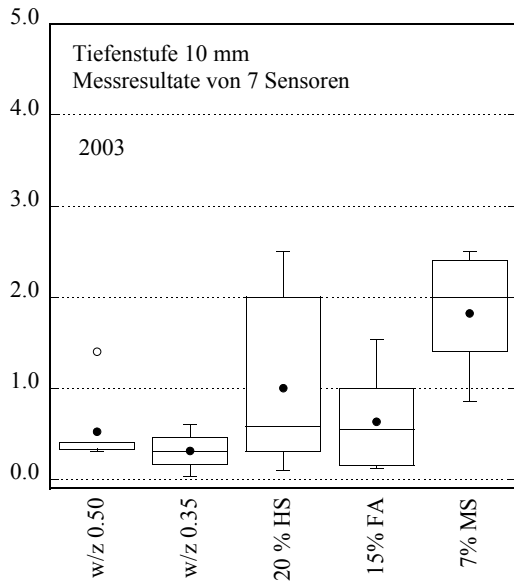
Sensoren, TS 10 bis 40 mm; H3



Sensoren, TS 10 mm; H3

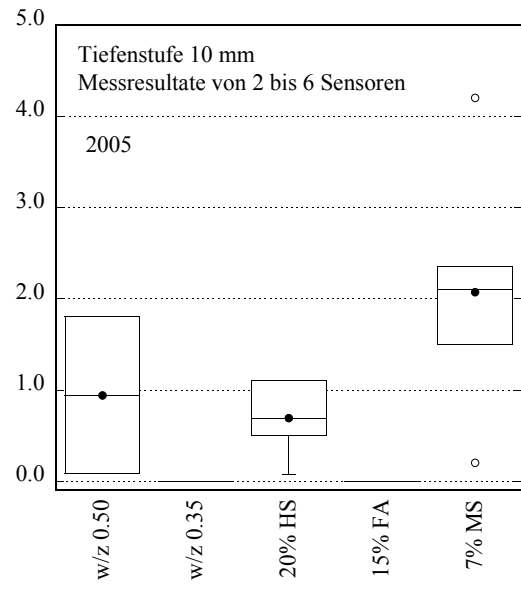
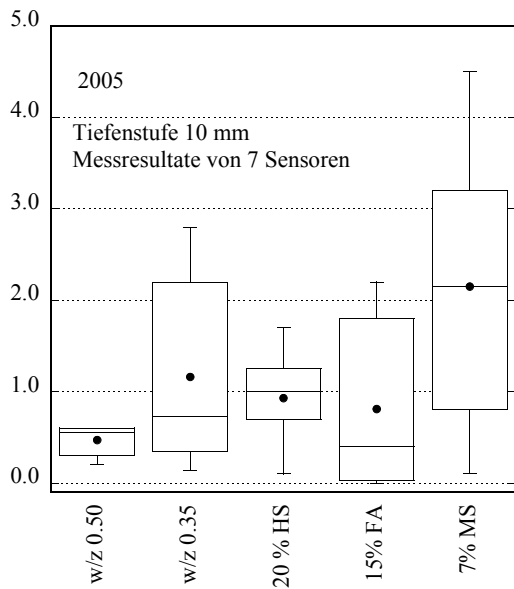
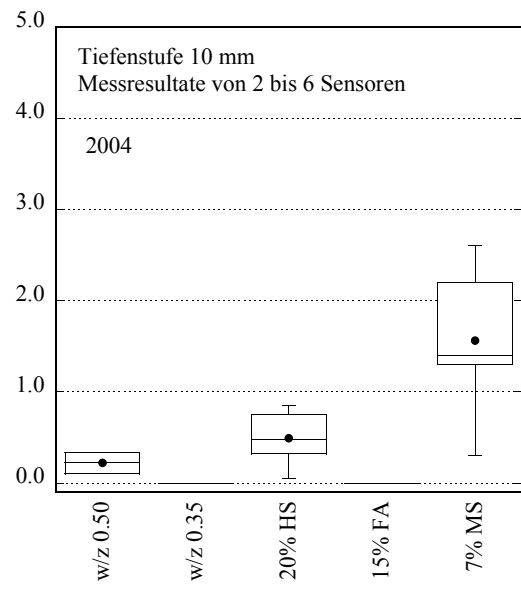
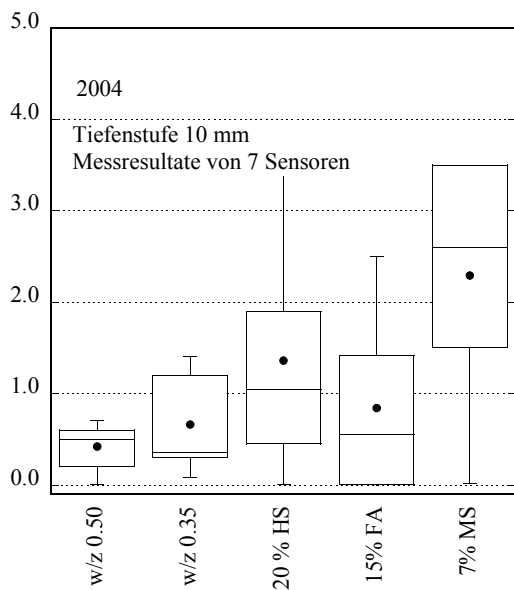


Platten Nr. 1



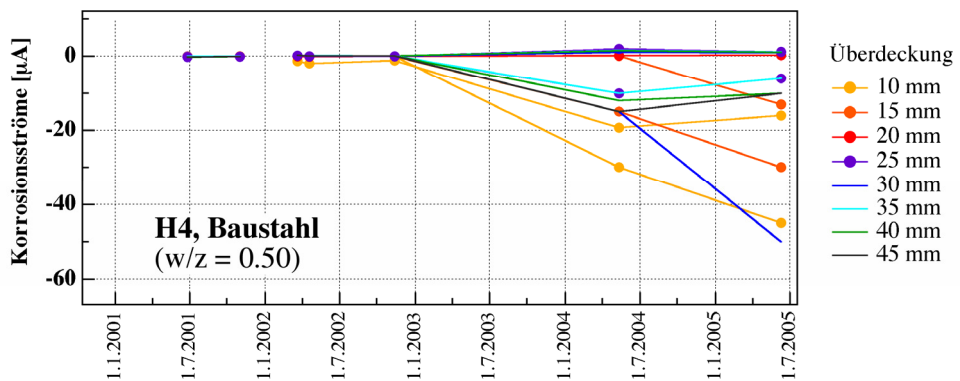
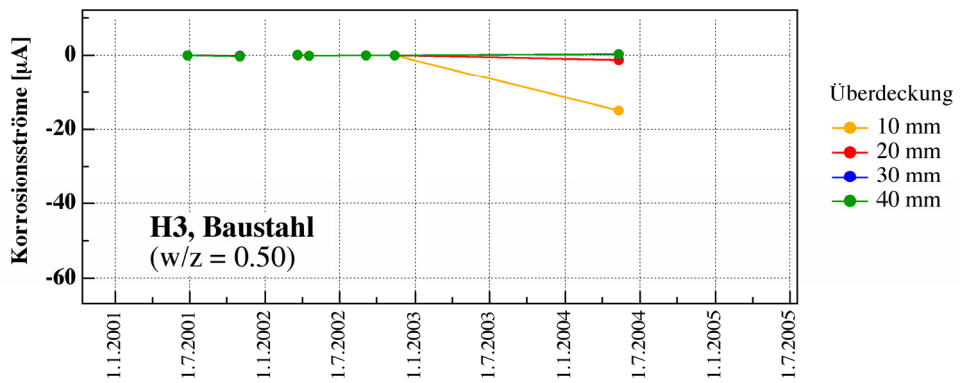
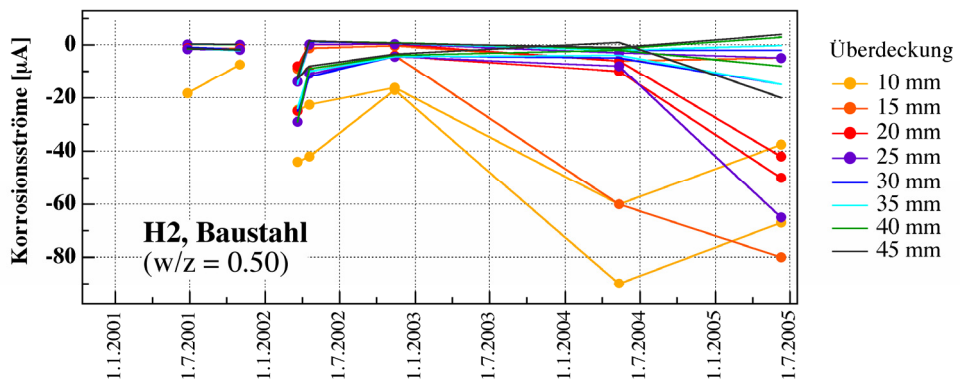
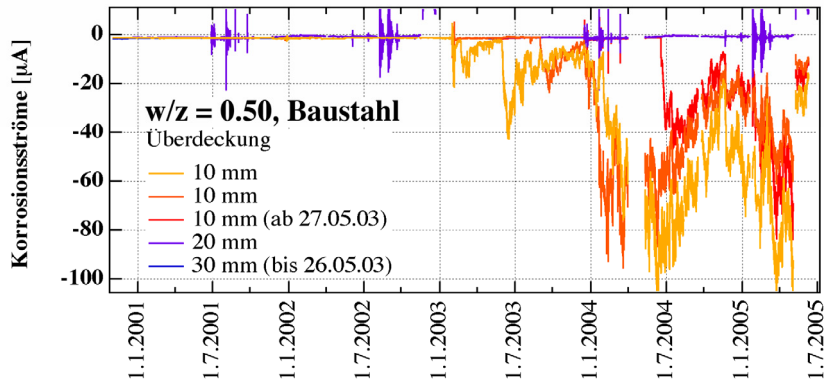
Platten Nr. 3

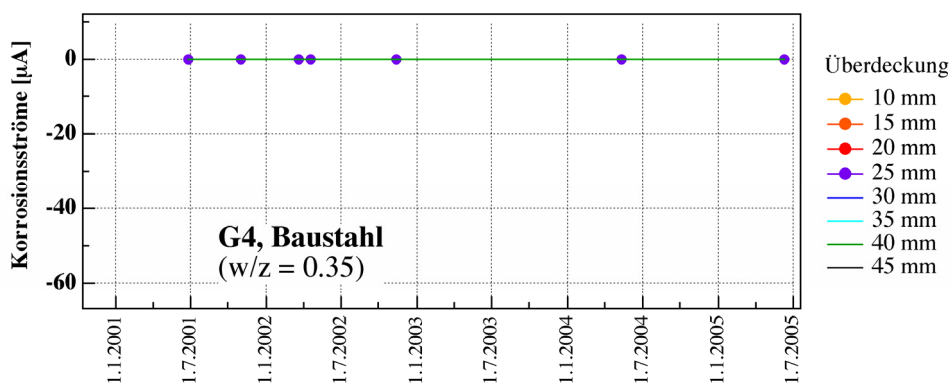
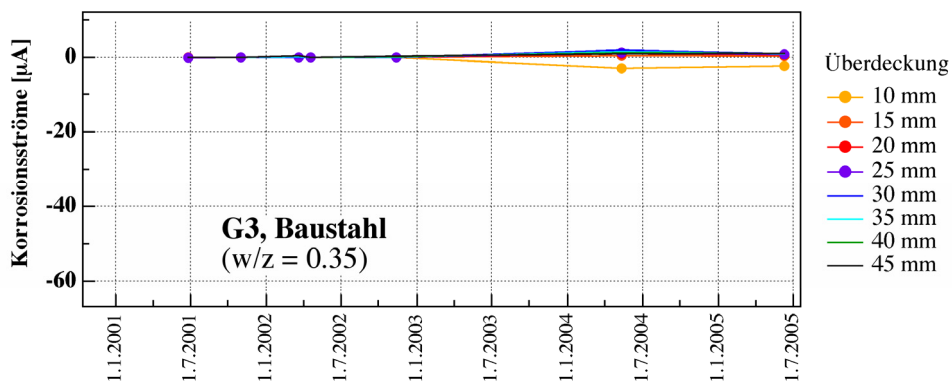
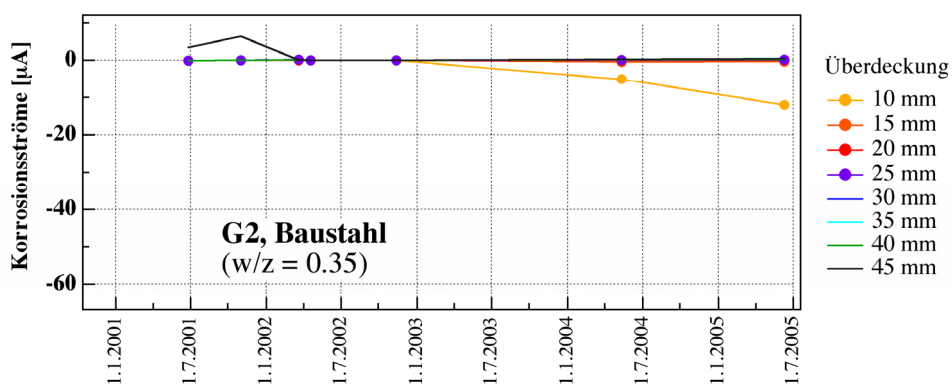
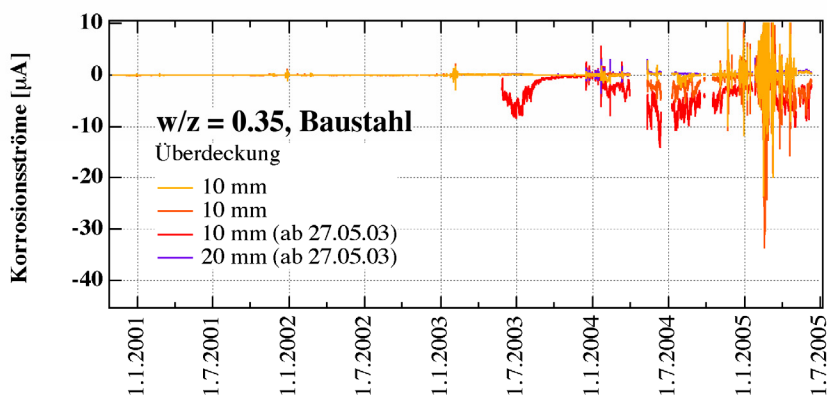
Messresultate der sieben Sensoren der Tiefenstufe 10 mm

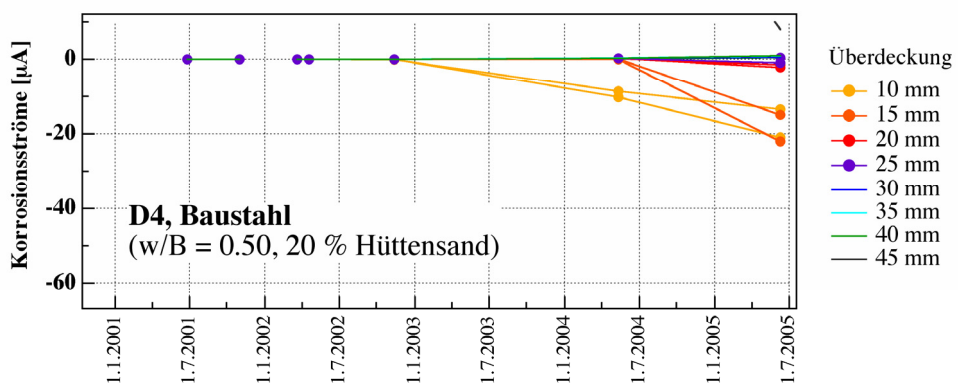
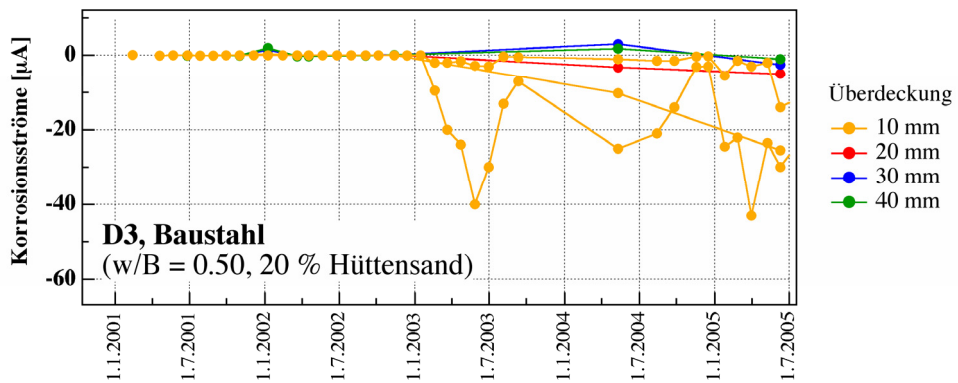
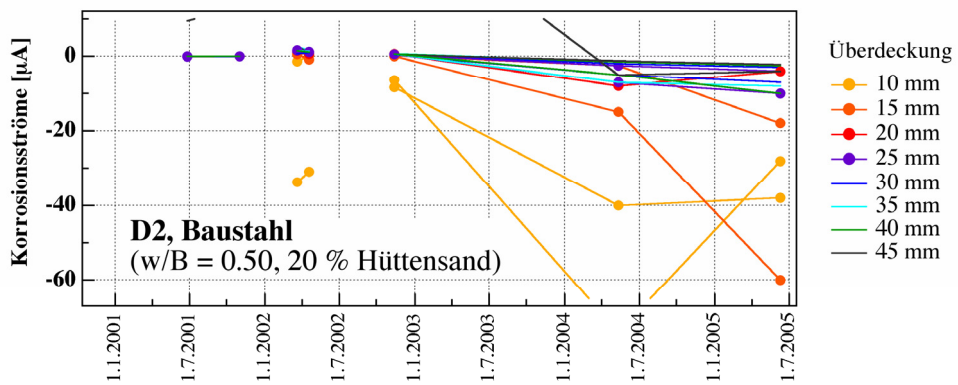
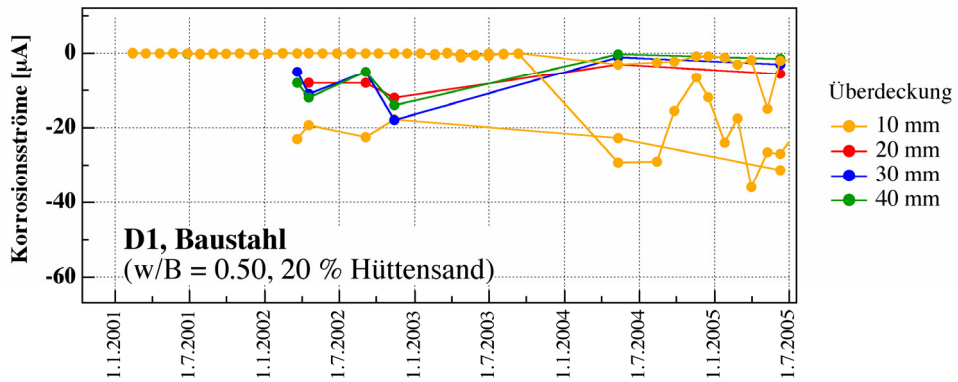


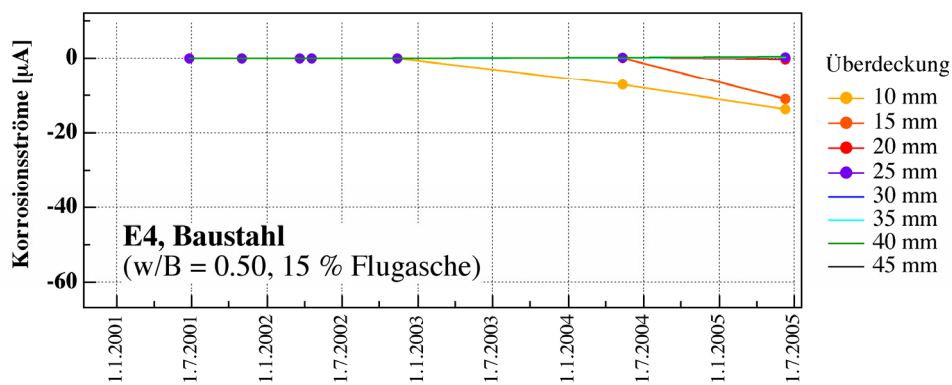
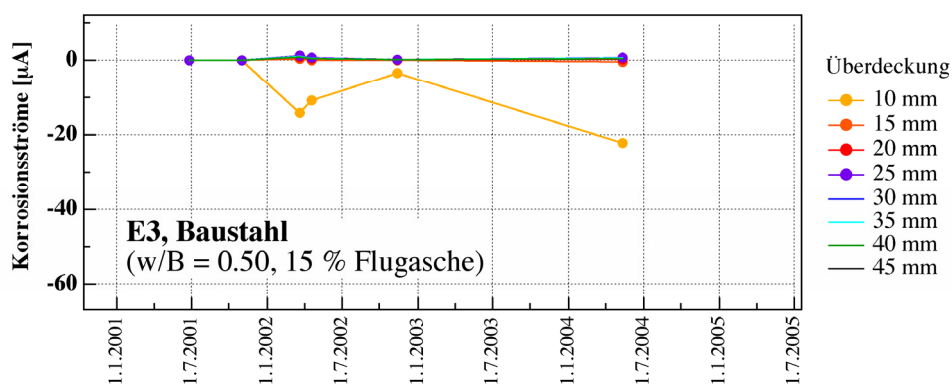
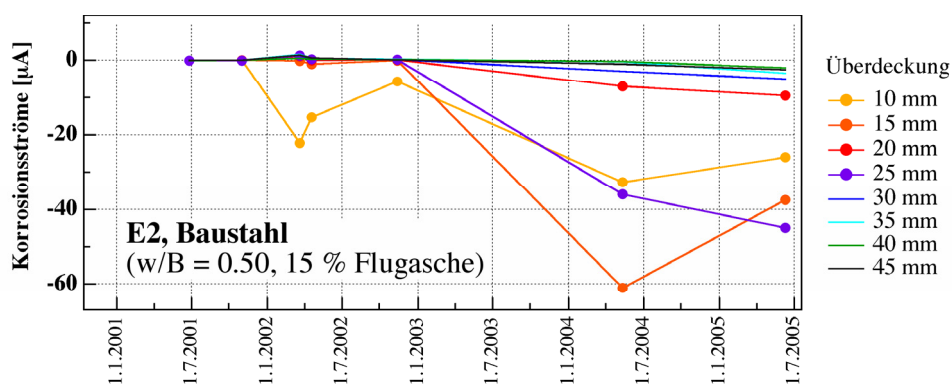
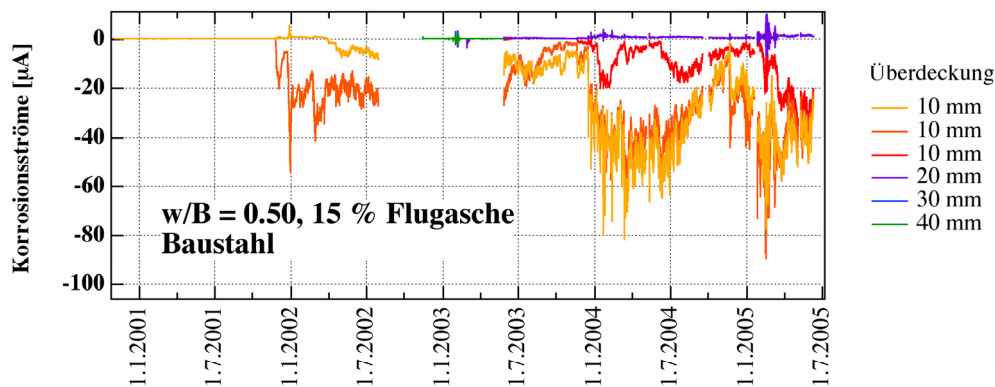
Anhang 3: Isolierte Stäbe 1

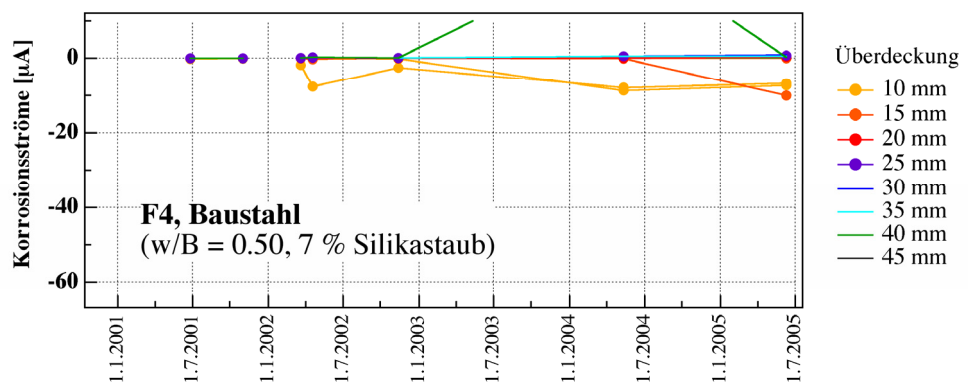
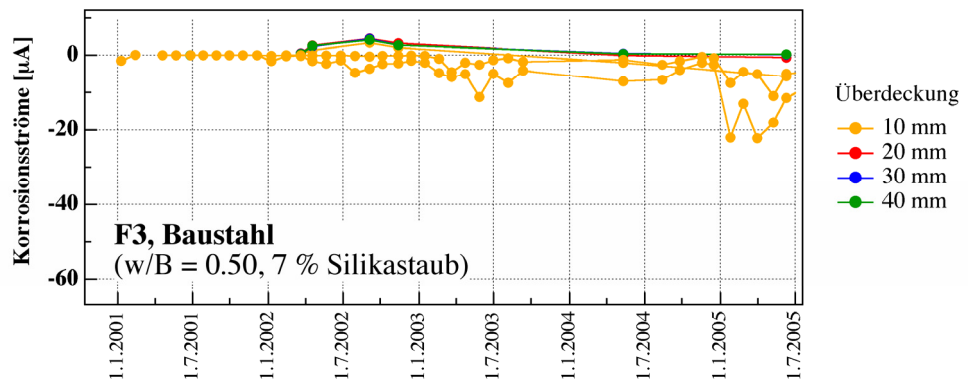
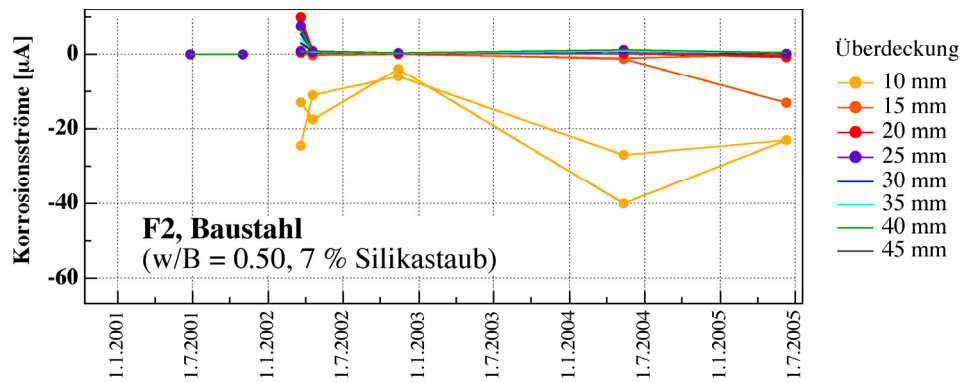
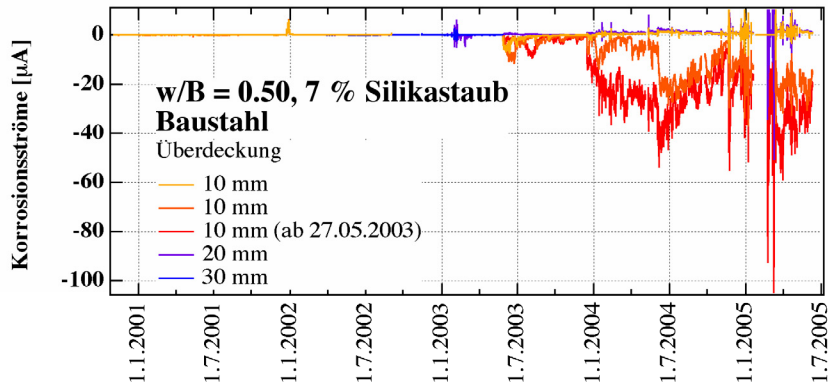
Korrosionsströme der Baustähle in den verschiedenen
Betonqualitäten und in unterschiedlicher Höhe ab
OK Terrain







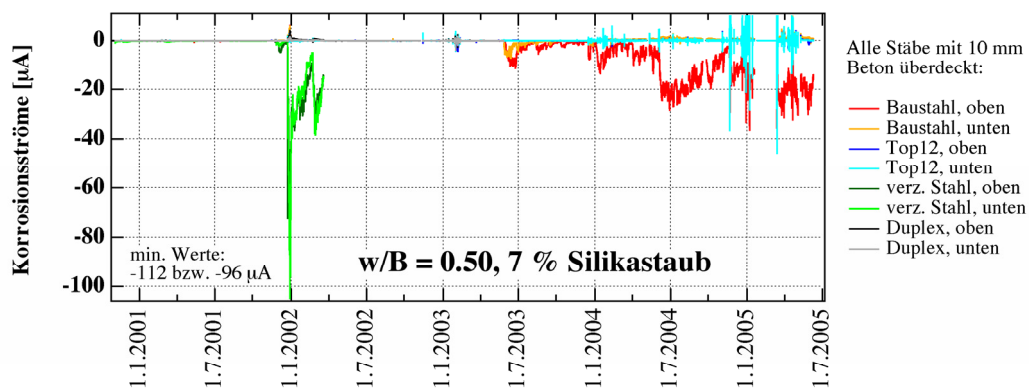
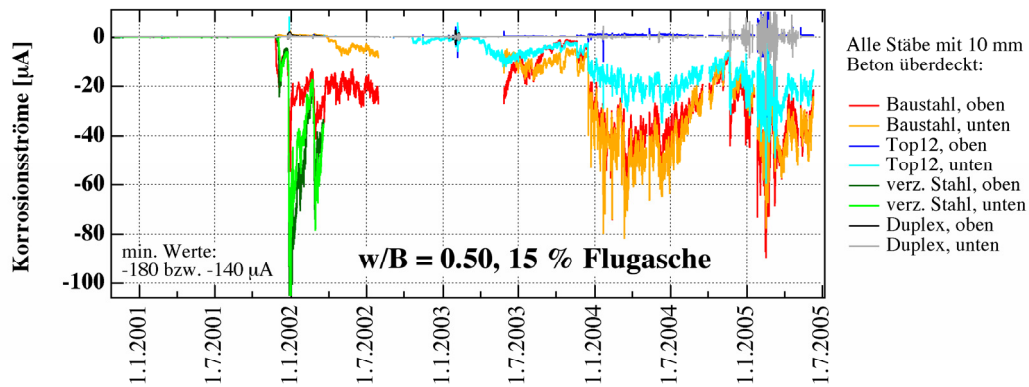
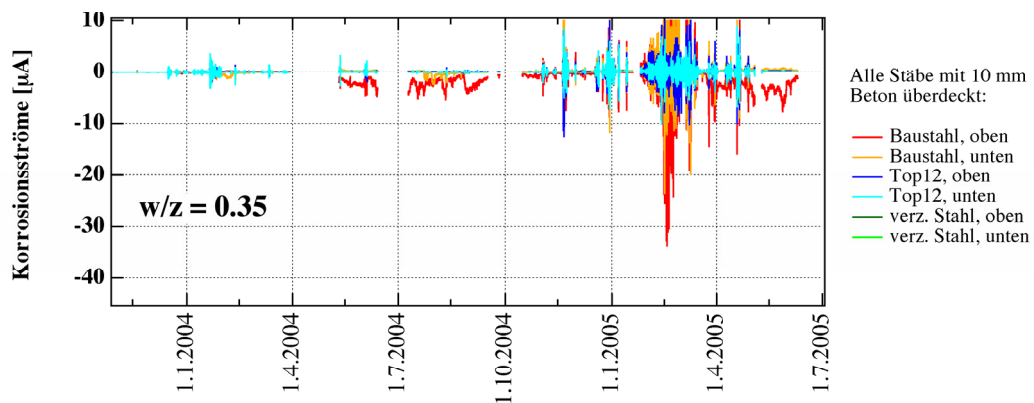
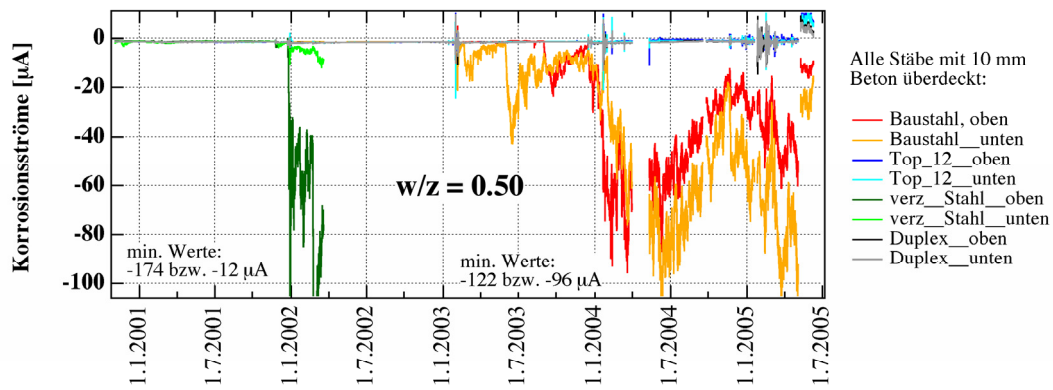


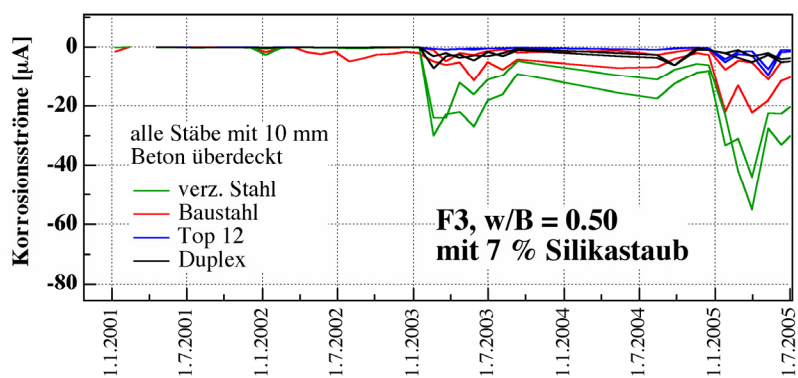
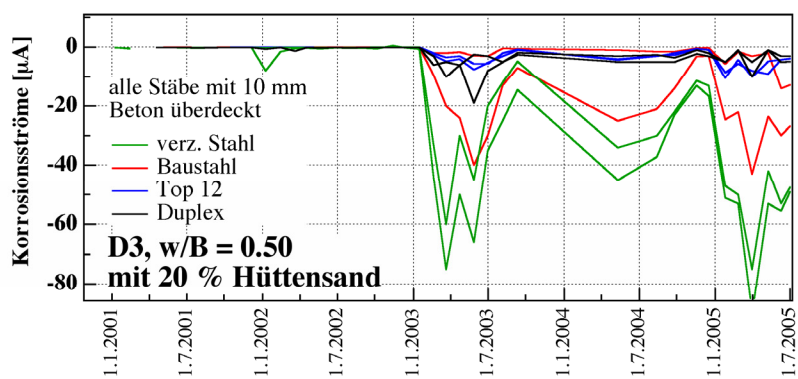
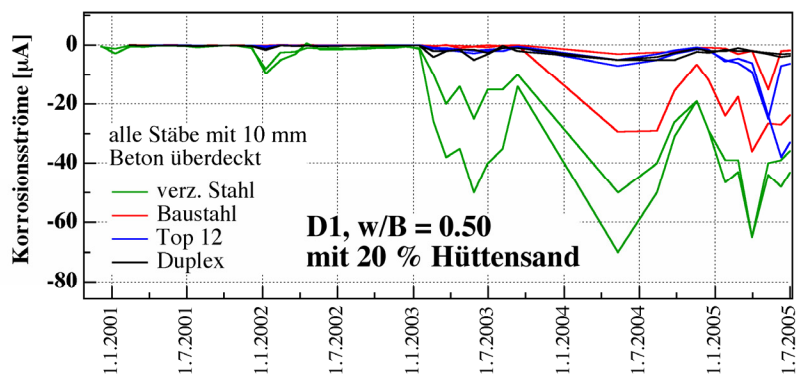


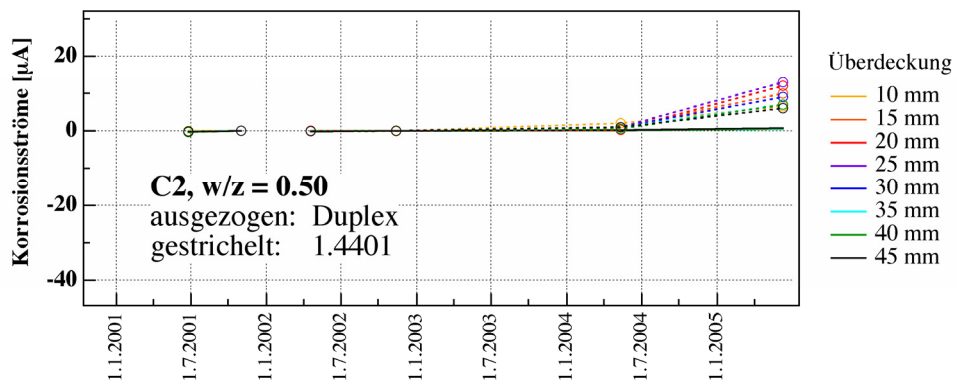
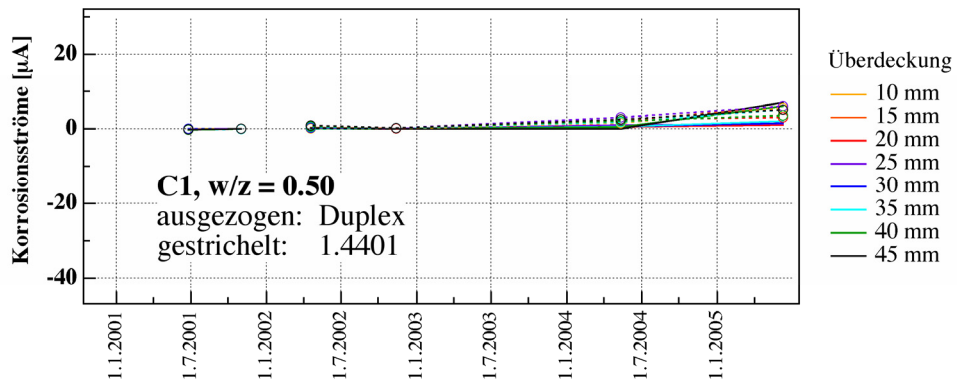
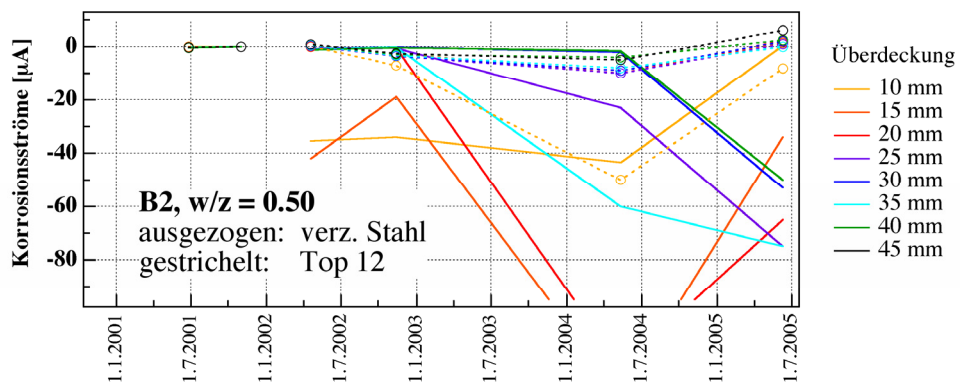
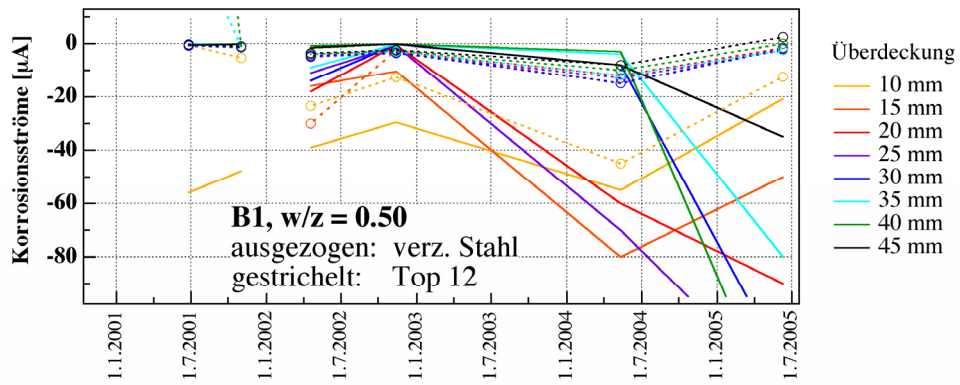
Anhang 4: Isolierte Stäbe 2

Korrosionsströme der verschiedenen Stahlqualitäten in den verschiedenen Betonen mit 10 mm Betonüberdeckung (Platten Nr. 1: 0.00 bis 0.60 m, Platten Nr. 3: 1.20 bis 1.80 m ab OK Terrain)

Korrosionsströme der verschiedenen Stahlqualitäten im Referenzbeton mit variabler Betonüberdeckung (Platten Nr. 1: 0.00 bis 0.60 m, Platten Nr. 2: 0.60 bis 1.20 m ab OK Terrain)

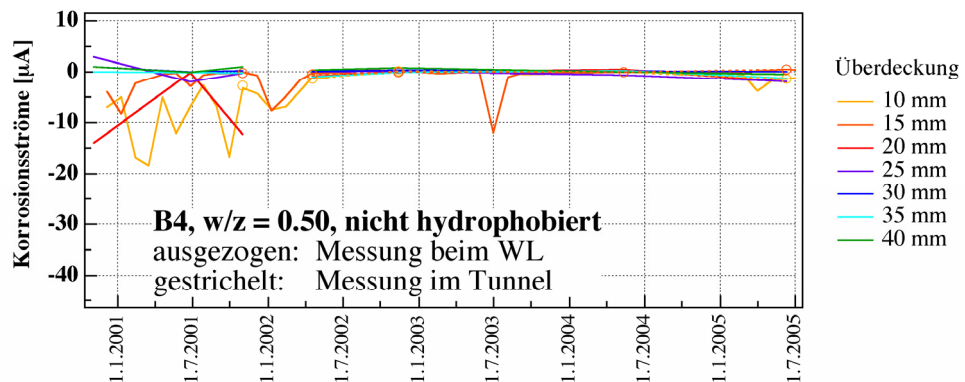
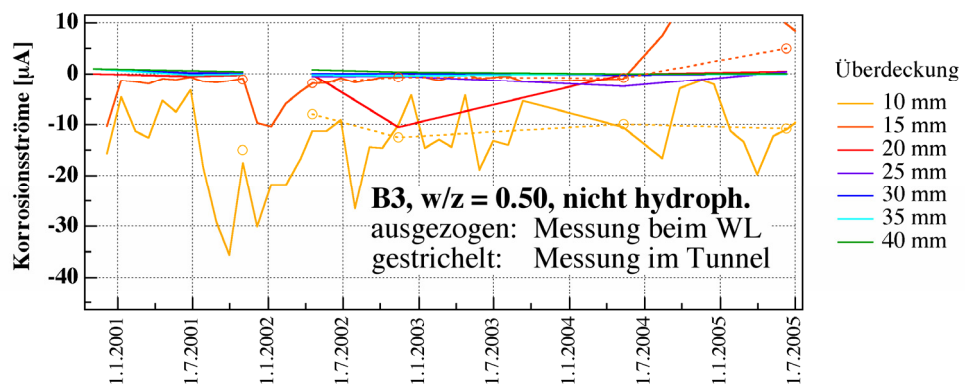
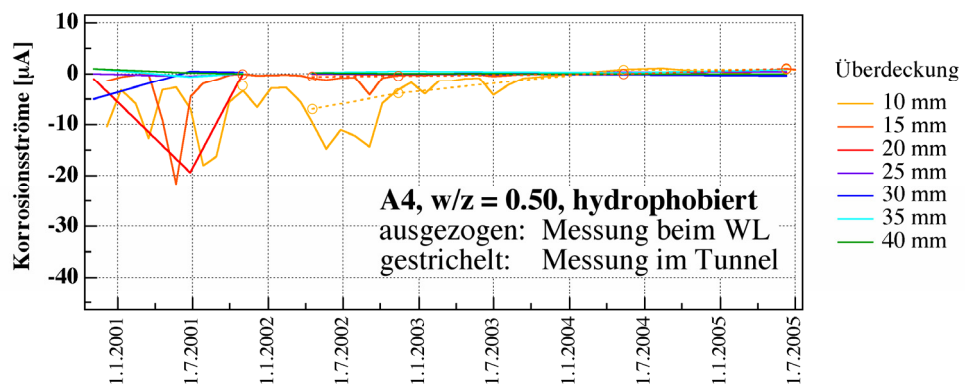
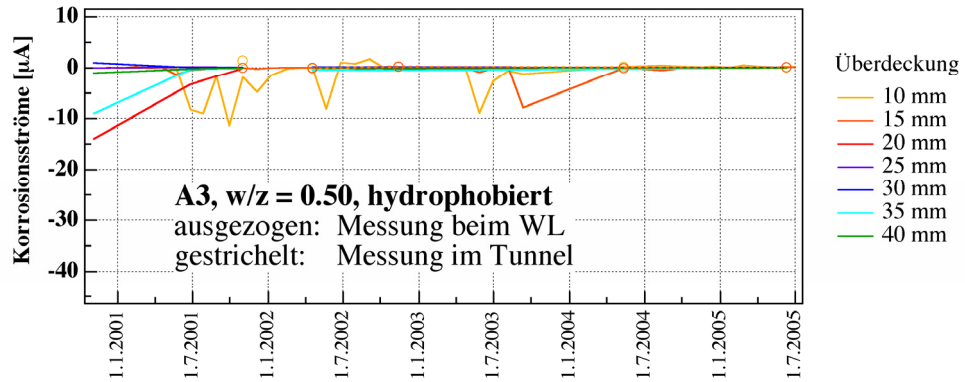






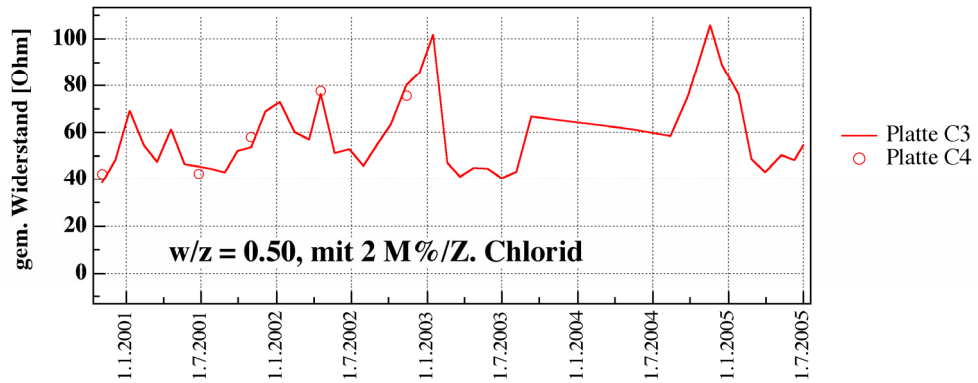
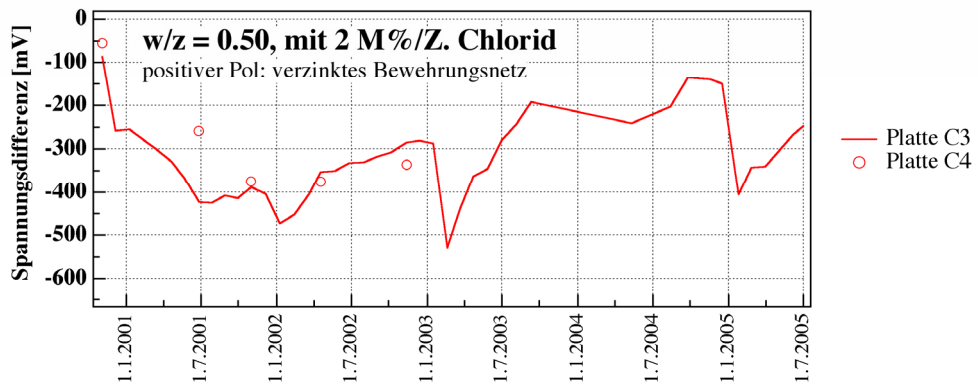
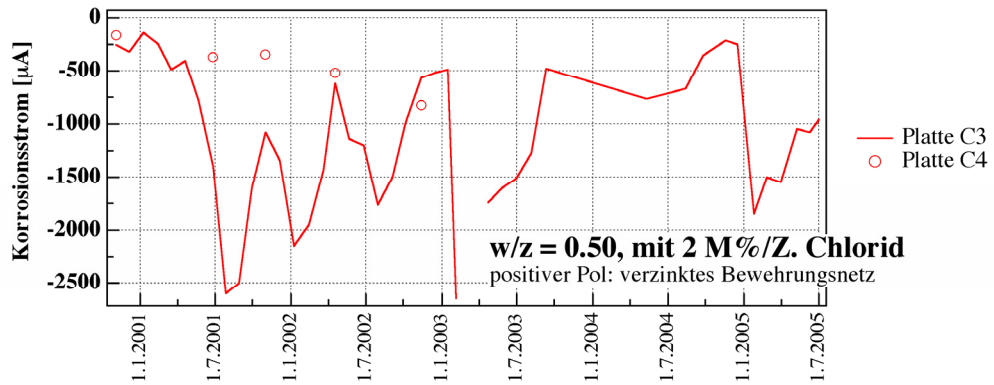
Anhang 5: Isolierte Stäbe 3

Korrosionsströme von Baustahl in chloridhaltigem Referenzbeton (2 M%/Zement), variable Betonüberdeckung , mit und ohne Hydrophobierung (Platten Nr. 3: 1.20 bis 1.80 m, Platten Nr. 4: 1.80 bis 2.40 m ab OK Terrain)



Anhang 6: Isolierte Stäbe 4

Korrosionsstrom und -potenzial sowie elektrischer Widerstand einer verzinkten Bewehrung in Kombination zu normalem Stahl im chloridhaltigen Referenzbeton (Platten Nr. 3: 1.20 bis 1.80 m, Platten Nr. 4: 1.80 bis 2.40 m ab OK Terrain)



Anhang 7: Wasserhaushalt

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

In Bild A7.1 ist für alle Ereignisse der Wassergehalt in verschiedenen Tiefenstufen in Abhängigkeit von der Zeit in Detailausschnitten dargestellt.

Anschliessend folgen die dazugehörigen Darstellungen der Auswirkungen der Ereignisse auf den Wassergehalt im Tiefenprofil sowie der gesamten Wasseraufnahmen und der klimatischen Randbedingungen während den Wassereinträgen (Bilder A7.2 bis A7.9). Ergänzt werden die Bilder mit einer Beschreibung der Ereignisse.

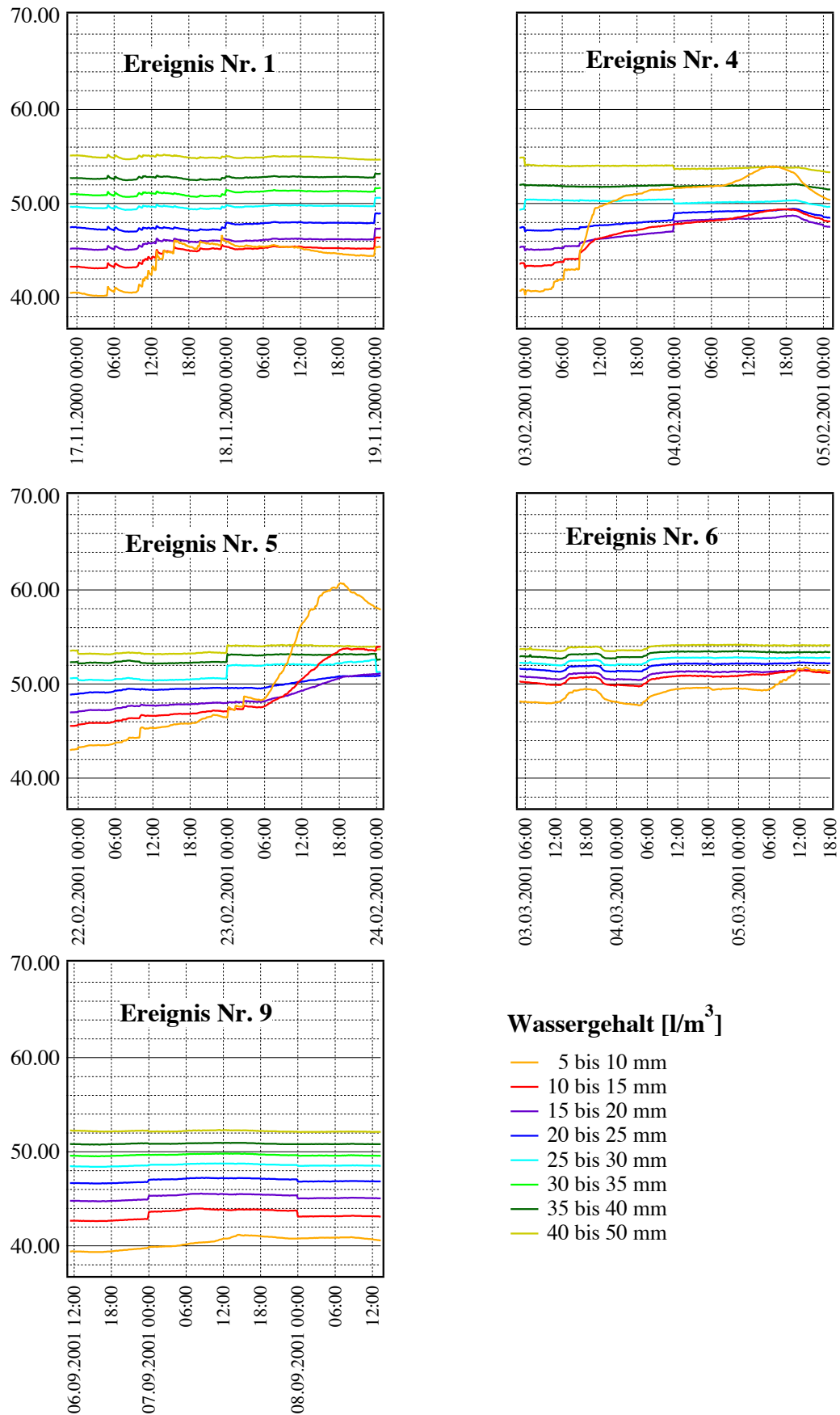


Bild A7.1: Wassergehalt in verschiedenen Tiefenstufen in Abhängigkeit von der Zeit, Detailausschnitte.

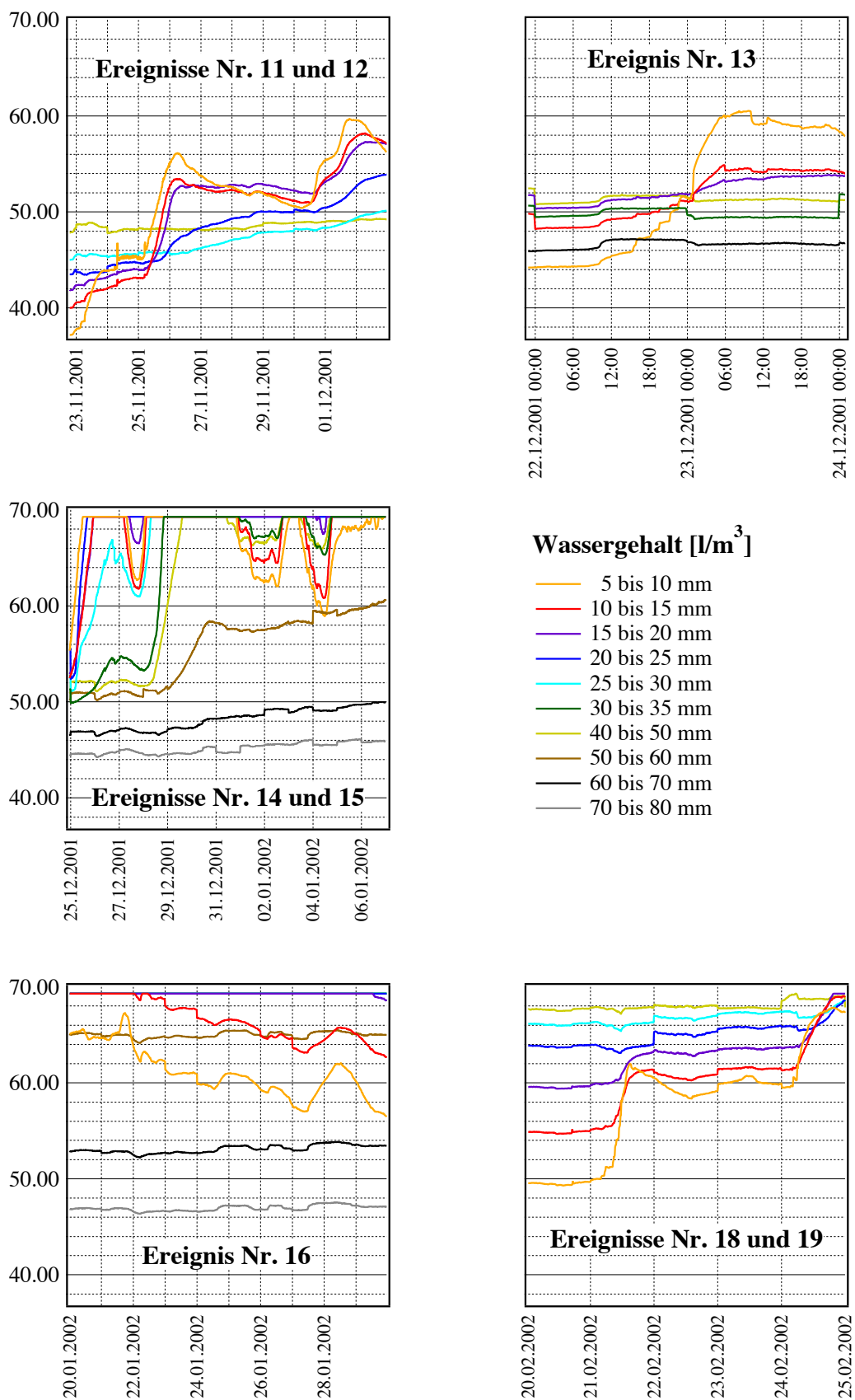


Bild A7.1: Wassergehalt in verschiedenen Tiefenstufen in Abhängigkeit von der Zeit, Detailausschnitte. Fortsetzung.

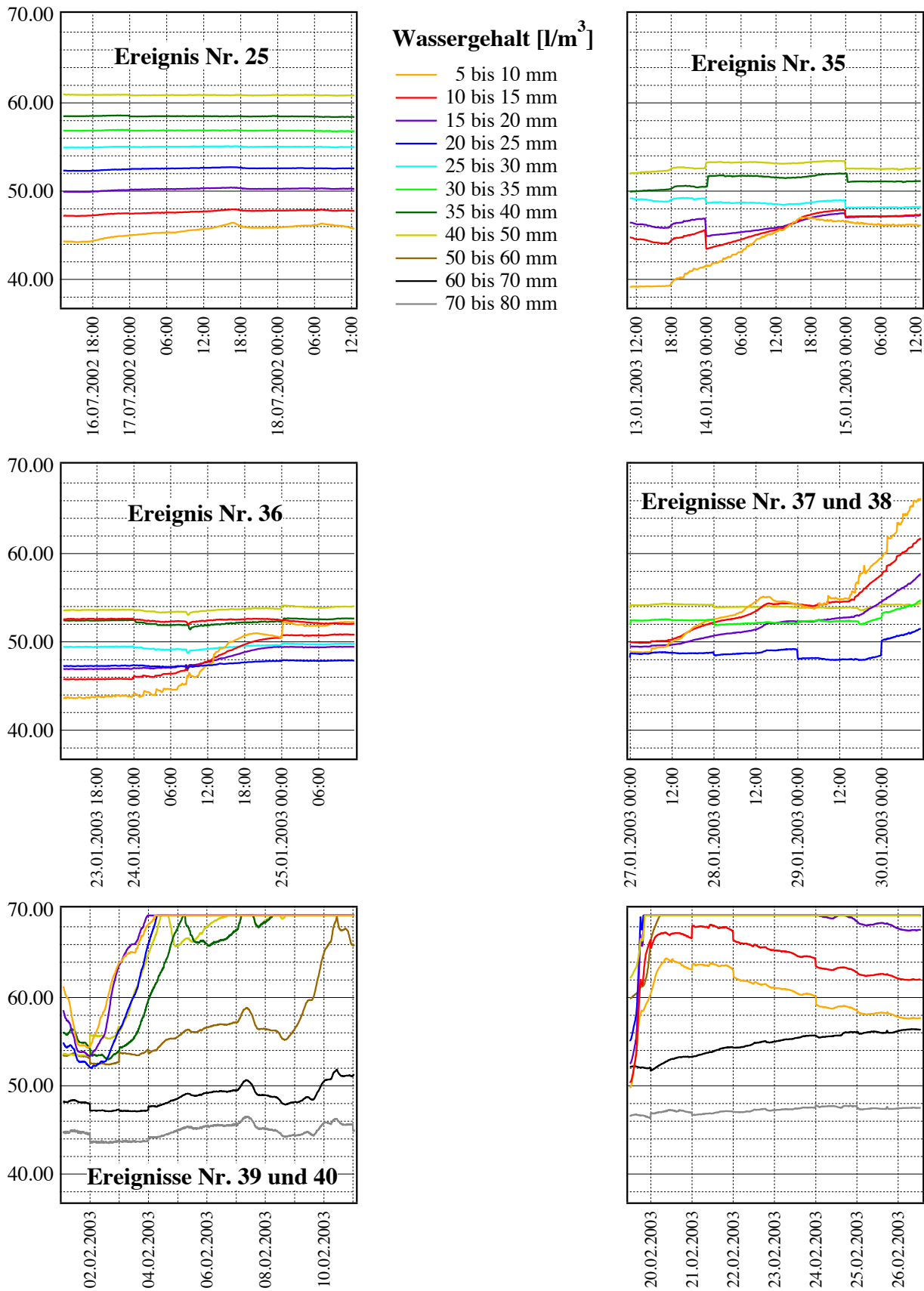


Bild A7.1: Wassergehalt in verschiedenen Tiefenstufen in Abhängigkeit von der Zeit, Detailausschnitte. Fortsetzung.

Ereignis Nr. 1 (Bilder A7.1 und A7.2):

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

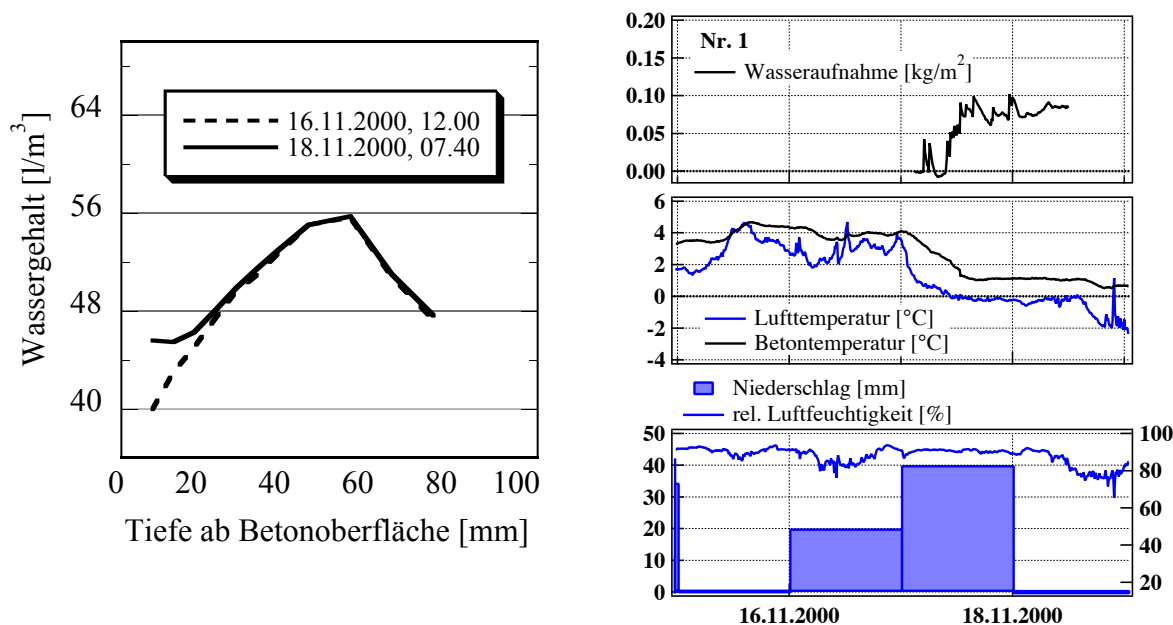


Bild A7.2: Ereignis Nr. 1, November 2000.

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

Ereignis Nr. 4 (Bilder A7.1 und A7.3):

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

Ereignis Nr. 5 (Bilder A7.1 und A7.3):

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

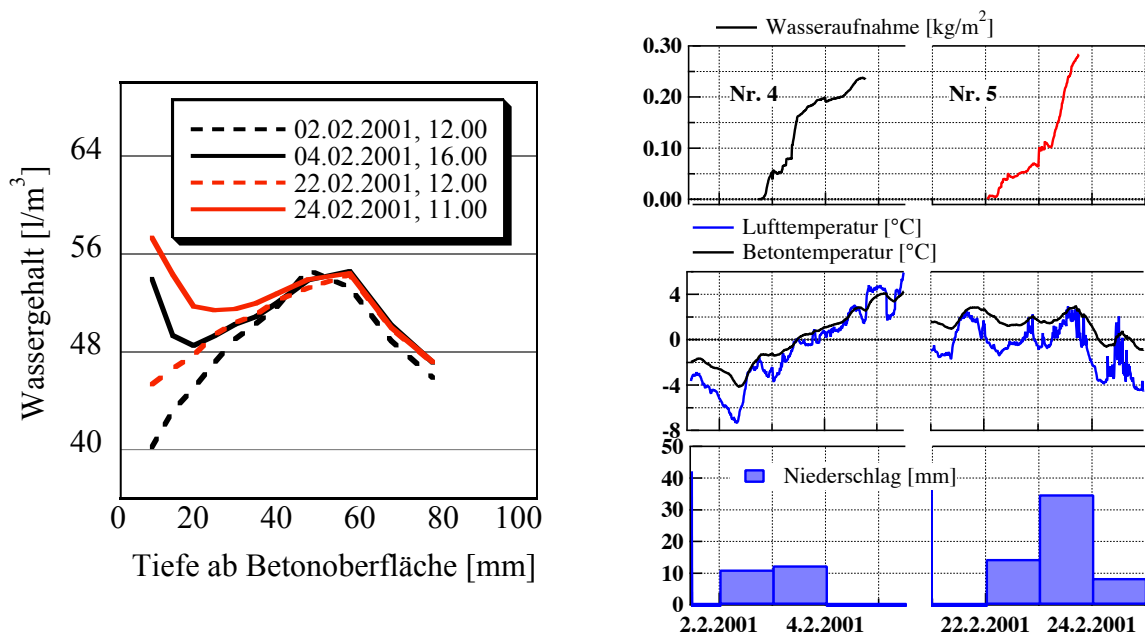


Bild A7.3: Ereignisse Nr. 4 und 5, Februar 2001.

Ereignis Nr. 6 (Bild A7.1):

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

Die Kernfeuchtigkeit in 40 bis 50 mm Tiefe blieb über den ganzen Winter 2000/2001 praktisch konstant (Bild A7.1).

Ereignis Nr. 7 (Bild A7.1):

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

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

Ereignisse Nr. 11 und 12 (Bilder A7.1 und A7.4):

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

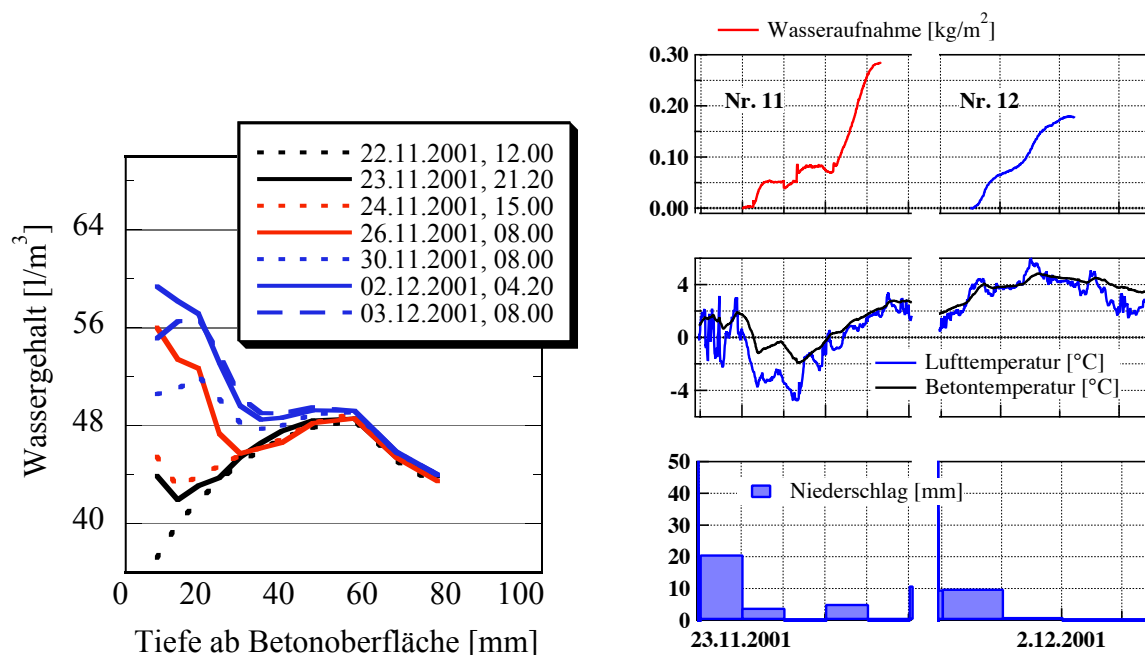


Bild A7.4: Ereignisse Nr. 11 und 12, November/Dezember 2001.

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

Ereignisse Nr. 13 bis 15 (Bilder A7.1 und A7.5):

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

der Luft von -10 auf knapp 0 °C und des Betons von -6 auf -0.5 °C, wurden – nach dem Auftauen des Betons – sehr grosse Wassermengen bis in grosse Tiefen eingetragen. Auch der nächste Frost-/Tau-Wechsel wurde von einer grossen Wasseraufnahme gefolgt, wobei die Temperatur der Luft von -4 auf $+4$ °C und die des Betons von -3 auf $+3$ °C anstieg. Die Wasseraufnahmen betrugen 0.14 kg/m² (Ereignis Nr. 13), 0.46 kg/m² (Ereignis Nr. 14) und 0.41 kg/m² (Ereignis Nr. 15).

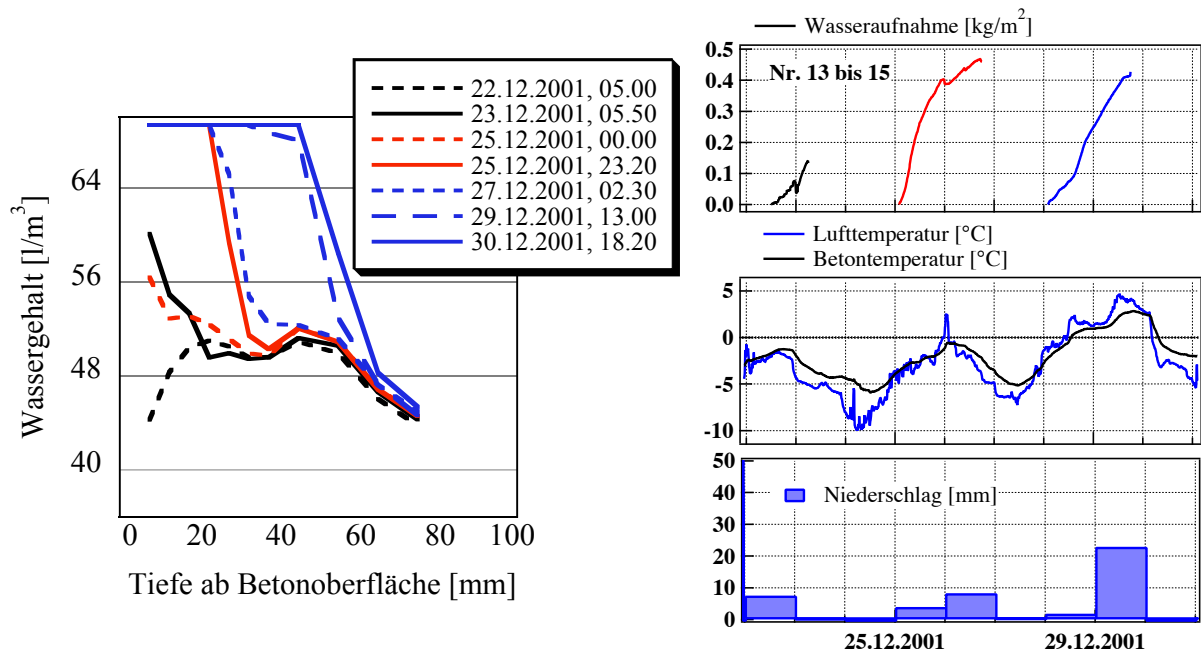


Bild A7.5: Ereignisse Nr. 13 bis 15, Dezember 2001.

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

Ereignis Nr. 16 (Bilder A7.1 und A7.6):

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

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

Ereignisse Nr. 18 und 19 (Bilder A7.1 und A7.7):

Der erste Wassereintrag erfolgte am 3. Tag mit Niederschlag während des Abfalls der Temperatur des Betons von +2 auf $-1.5\text{ }^{\circ}\text{C}$ und der Luft von 0 auf $-3.5\text{ }^{\circ}\text{C}$, der zweite erfolgte 3 Tage später bei Temperaturen des Betons um $\pm 0.5\text{ }^{\circ}\text{C}$ und der Luft von -2 bis $0\text{ }^{\circ}\text{C}$. Danach war der Beton bis zur Oberfläche wieder nahezu gesättigt. Die Wasseraufnahme betrug 0.16 kg/m^2 (Ereignis Nr. 18) und 0.20 kg/m^2 (Ereignis Nr. 19).

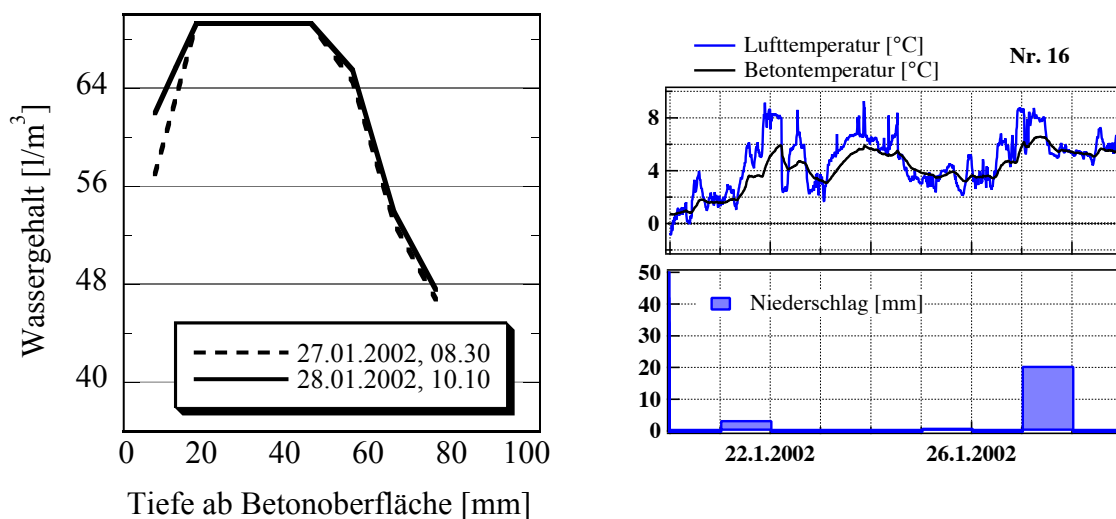


Bild A7.6: Ereignis Nr. 16, Januar 2002.

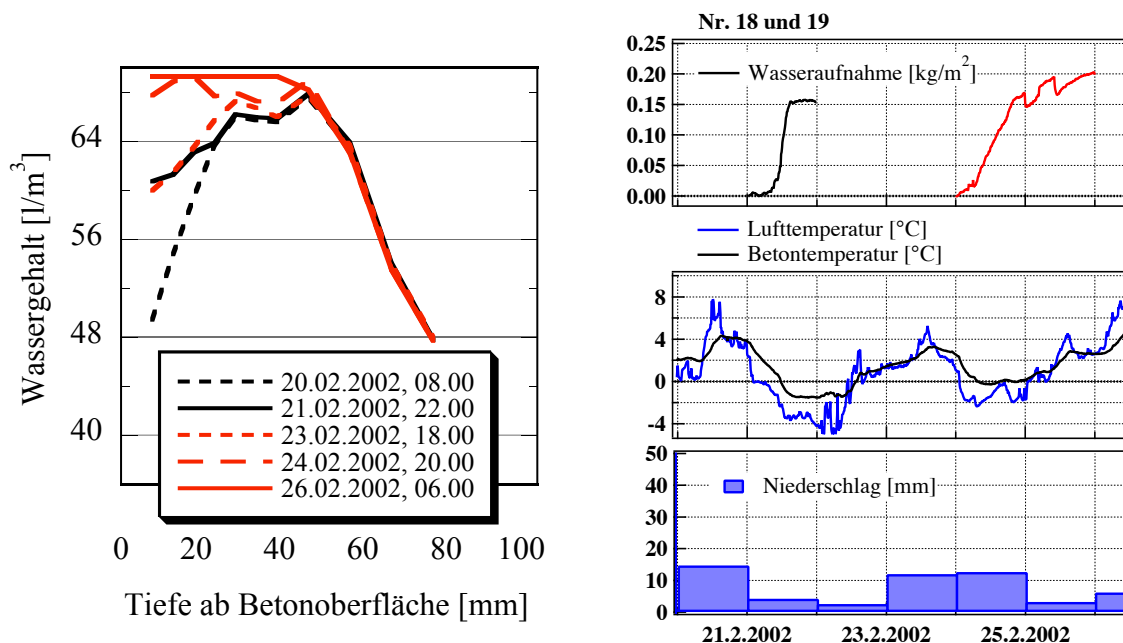


Bild A7.7: Ereignisse Nr. 18 und 19, Februar 2002.

Ab diesem Zeitpunkt begann die Austrocknungsphase des Sommerhalbjahrs 2002, während der kaum Wassereinträge zu verzeichnen waren. Auch extreme Niederschläge wie sie im November 2002 zu verzeichnen waren, führten kaum zu einem Wassereintrag. Der Wassergehalt nahm im ganzen Querschnitt, unabhängig von allfälligen Niederschlägen, im Laufe des Sommers gleichmässig ab. Und die Tiefenwirkung von Wassereinträgen blieb beschränkt auf die ersten 10 mm (Bilder A7.1 und A7.8). Die Temperaturen lagen bei den dargestellten Ereignissen zwischen +4 bis +12 °C (Luft) bzw. +5 bis +15 °C (Beton). Die Wasseraufnahme war jeweils kleiner als 0.05 kg/m^2 .

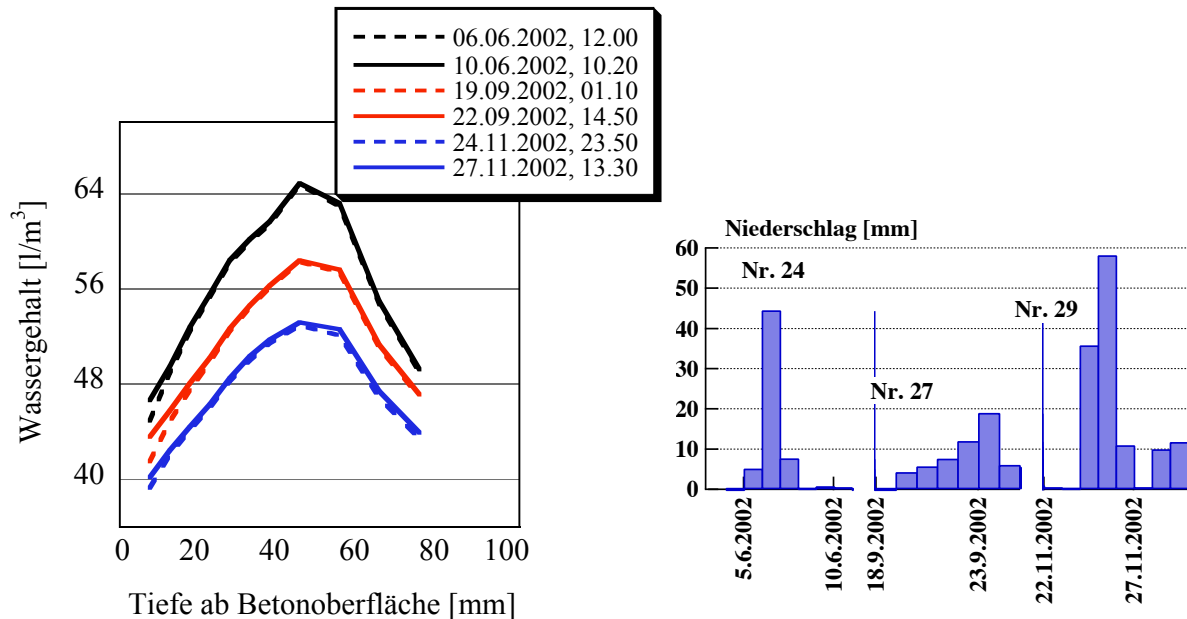


Bild A7.8: Ereignisse Nr. 24, 27 und 29, Sommer 2002.

Die Austrocknungsphase 2002 endete Mitte Januar 2003. Innerhalb von zwei Wochen wurde dreimal Wasser eingetragen, ohne jedoch eine grössere Tiefenwirkung zu erzielen. Auch waren die Einträge eher langsam. Erst Ende Januar wurde der Beton wieder bis in 10 bis 15 mm Tiefe gesättigt (Ereignisse Nr. 35 bis 38).

Ereignisse Nr. 35 bis 38 (Bild A7.1):

Nach einer mehrtägigen Kälteperiode gab es am 13./14.01. bei steigenden Temperaturen wenig Niederschlag, der zu einem ersten Wassereintrag von 0.16 kg/m^2 führte. Die weiteren Einträge erfolgten bei praktisch konstanten (0.12 kg/m^2) und bei leicht steigenden (0.08 kg/m^2) Temperaturen. Bei allen drei Ereignissen lagen die Betontemperaturen zwischen -2 bis $+3$ °C und die Lufttemperaturen zwischen -3 bis $+4$ °C. Die Luft wies jeweils nahezu die Sättigungsfeuchtigkeit auf. Die drei Ereignisse waren vergleichsweise langsam (12 bis 24 Stunden) und erreichten eine Tiefenwirkung von etwa 20 mm. Das darauf folgende Ereignis Nr. 38 hatte dann die Sättigung in den ersten 15 mm zur Folge. Bei abfallenden Temperaturen von -0.5 bis -2 °C (Beton) bzw. -2 bis -4 °C (Luft) wurde viel Wasser aufgenommen (0.30 kg/m^2).

Nach einer kurzen Gefrierphase folgte im Februar in zwei Stufen ein weiterer grosser Wassereintrag mit Sättigung bis in die Tiefenstufe 40 bis 50 mm (Ereignisse Nr. 39 und 40).

Ereignisse Nr. 39 und 40 (Bilder A7.1 und A7.9):

Nach einer kalten Phase mit gefrorenem Beton wurde viel Wasser aufgenommen. Der Eintrag erfolgte während eines Temperaturanstiegs und anschliessenden -abfalls im Bereich von -2 bis 0 °C (Beton) bzw. -4 bis $+3$ °C (Luft), bei starken Niederschlägen, verbunden mit einer hohen Luftfeuchtigkeit. Der Beton wurde in den ersten 40 mm gesättigt. Nach einem Temperaturanstieg wurde bei Temperaturen um 0 °C Wasser in grössere Tiefen nachgesogen. Der Vorgang wurde wieder gebremst beim erneuten Abfall der Temperatur unter -2 °C.

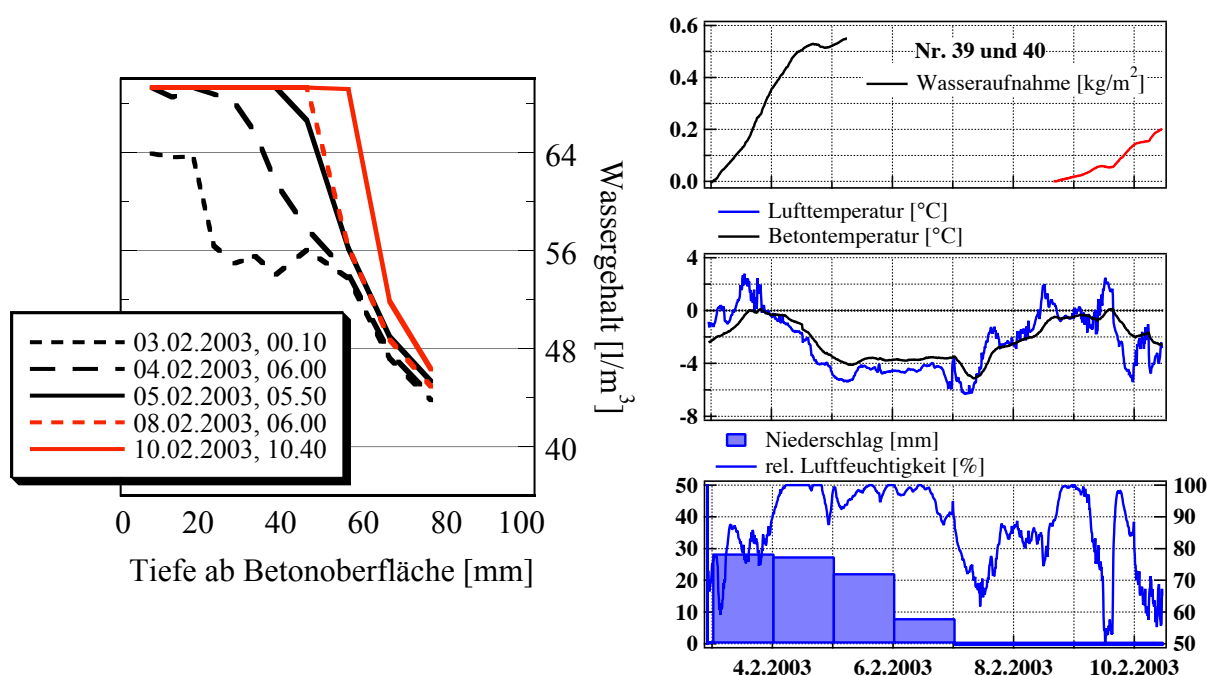


Bild A7.9: Ereignisse Nr. 39 und 40, Februar 2003.

Nach diesen Einträgen war der Beton während rund 10 Tagen weitgehend gefroren. Im letzten Detailausschnitt (Bild A7.1) ist die Auftauphase dargestellt: innerhalb von sehr kurzer Zeit taute der Beton auf und eine langsame Austrocknung nach Ausssen bzw. ein Wassertransport zur hinteren Seite, wo ebenfalls Wasser verdunsten konnte, setzten ein.

Während der anschliessenden Austrocknungsphase 2003 führten Niederschläge wiederum nur zu sehr geringen Wassereinträgen ganz an der Oberfläche ($<0.05 \text{ kg/m}^2$), unabhängig davon, ob wieder grössere Feuchtigkeitsgradienten im Beton vorhanden waren oder nicht.

