



Technik und Forschung im Betonbau

U 233115 Betone gemäss SN EN 206 mit Expositionsklassen ohne Grenzwert - Literaturrecherche

Auftraggeber: cemsuisse
Marktgasse 53
3011 Bern
Dr. M. Tschan / S. Sollberger



Autor: Dr. Winnie Matthes
TFB AG, Beratung & Expertisen

Wildeg, den 4.4.2024

(Leerseite)

Inhaltsverzeichnis

| | |
|--|-----------|
| Zusammenfassung | 4 |
| 1 AUFTRAG | 6 |
| 2 HINTERGRUND | 6 |
| 3 ZIELSETZUNG | 8 |
| 4 KARBONATISIERUNGSWIDERSTAND | 8 |
| 4.1 Die Karbonatisierung im Überblick | 8 |
| 4.2 Überblick zu den Expositionsklassen bezüglich Karbonatisierung | 11 |
| 4.3 Hintergründe zu den Normenanforderungen und Grenzwerten | 12 |
| 4.4 Karbonatisierungswiderstand von Betonen mit rezyklierter Gesteinskörnung (RC-Betone) | 15 |
| 4.5 Die Prüfung des Karbonatisierungswiderstands gemäss SIA 262/1, Anhang I | 16 |
| 4.6 Einfluss der Betonrezeptur auf den Karbonatisierungswiderstand | 17 |
| 4.7 Einfluss der Nachbehandlung auf den Karbonatisierungswiderstand von Laborprüfkörpern | 24 |
| 4.8 Einfluss der Exposition auf die Karbonatisierung von Beton..... | 25 |
| 4.9 Auslaugung bei dauernasser bzw. dauerfeuchter Exposition | 32 |
| 4.10 Karbonatisierungskoeffizienten von Betonen der Sorte A..... | 35 |
| 4.11 Fazit zur Prüfung des KW für XC1 und XC2 (Betonsorte A und A-ND)..... | 36 |
| 4.11.1 Nass/selten trockene Exposition bei XC2 | 36 |
| 4.11.2 Trockene Exposition bei XC1 | 37 |
| 4.12 Überlegungen zur Absenkung der Anforderungen an die Betonzusammensetzung der Sorte A für XC1 und XC2 nach Vorbild der DIN 1045-2..... | 37 |
| 4.13 Der Karbonatisierungswiderstand im Kontext der Exposure Resistance Classes (ERC)..... | 38 |
| 5 CHLORIDWIDERSTAND | 43 |
| 5.1 Überblick zum Chloridwiderstand von Beton..... | 43 |
| 5.2 Das Prüfverfahren des Chloridwiderstands gemäss SIA 262/1, Anhang B | 48 |
| 5.3 Prüfergebnisse zum Chloridmigrationskoeffizienten von Betonen für die Expositionsklassen XD1 und XD2a..... | 51 |
| 5.4 Erfahrungen mit Betonen für die Expositionsklassen XD1 und XD2a..... | 52 |
| 5.5 Fazit zur Prüfung des CW für XD1 und XD2a (Betonsorten D, D-ND, E und E-ND)..... | 54 |
| 6 FROST-TAUSALZ-WIDERSTAND | 54 |
| 6.1 Allgemeine Betrachtungen | 54 |
| 6.2 Fazit zur Prüfung des FTW für XF1 (Betonsorte C und C-ND)..... | 56 |
| VERWENDETE DOKUMENTE | 57 |

Zusammenfassung

In den vergangenen Jahrzehnten hat sich die Zusammensetzung der Betone deutlich in Richtung eines geringeren Klinkergehalts im Bindemittel und der Verwendung rezyklierter Materialien im Bindemittel und in der Gesteinskörnung verändert. Zudem wurde ein Entwurf für den Nationalen Anhang D der SN EN 206 erarbeitet, der neben dem bestehenden k-Wert-Konzept auch die Anwendung eines leistungsorientierten Entwurfskonzepts, des ECPC (Equivalent Concrete Performance Concept) ermöglicht. Dabei bleiben die Betonsorten sowie die Mindestdruckfestigkeitsklassen bestehen, aber die deskriptiven Vorgaben an den Mindestzementgehalt und den maximalen Wasser/Zement-Wert entfallen. Jeder Beton gemäss Anhang ND wird ausschliesslich an der Erfüllung der Vorgaben und Grenzwerte der für seine Exposition massgebenden Dauerhaftigkeitseigenschaften sowie der Mindestdruckfestigkeit gemessen.

Vor dem Hintergrund dieser Veränderungen stellte sich die Frage, ob für die Betone mit neuen, nachhaltigeren Bindemitteln sowie für die Betone nach Anhang ND die Vorgaben der Schweizerischen Betonnorm, SN EN 206, hinsichtlich nötiger Prüfungen der Dauerhaftigkeitseigenschaften noch zutreffend sind. Daher formulierte die cemsuisse am 1.11.2022 eine Anfrage bezüglich einer Untersuchung zum Umgang mit Betonen mit Expositionsklassen, die gemäss SN EN 206 keinen Grenzwert aufweisen und / oder für die keine Prüfung gefordert wird. Davon sind die folgenden Betonsorten betroffen: Sorte A und A-ND (XC1, XC2), Sorte C und C-ND (XF1), Sorte D, E, D-ND und E-ND (XD1), Sorten F, F-ND, G und G-ND (XC4).

Ziel dieser Literaturstudie war es, die Hintergründe für die bestehenden Prüfverfahren für den Karbonatisierungswiderstand (KW), den Chloridwiderstand (CW) und den Frost-Tausalz-Widerstand (FTW) und für die in der SN EN 206 diesbezüglich gemachten Vorgaben zu Grenzwerten und der Notwendigkeit von Prüfungen zu beleuchten und deren Implikationen für nachhaltigere Betone sowie Betone gemäss Anhang ND zu diskutieren. Die Ergebnisse sind wie folgt.

KW: Bezüglich der Expositionsklassen XC werden in diesem Bericht bereits die Begriffe der EC2G verwendet, die auch bei der Teilrevision der SIA 262 bereits eingeflossen sind. XC1 (trocken): Für Bauteile mit der Expositionsklasse XC1 ist der Nachweis des Karbonatisierungswiderstands bezüglich des Grenzzustands der Depassivierung der Bewehrung nicht sinnvoll bzw. notwendig, denn wegen der fehlenden Umgebungsfeuchte ist selbst bei depassivierten Bewehrungsstäben von einer geringen Korrosionsgefährdung auszugehen.

XC2 (ständig nass, selten trocken): Betone unter XC2 (nass, selten trocken) karbonatisieren kaum. Eine Depassivierung der Bewehrung kann hier allenfalls durch Auslaugung stattfinden, die massgeblich von der Wasserdurchlässigkeit des Betons und der Zusammensetzung des angreifenden Mediums beeinflusst wird. Hier sollte erarbeitet werden, inwiefern eine beschleunigte Auslaugprüfung mit Ammoniumnitratlösung eingeführt werden könnte. In diesem Zusammenhang soll auch erwähnt werden, dass der Einfluss der Zusammensetzung von neuen Zementen gemäss SIA 2049 und den Nachfolgenormen prSIA 215-1 und -2 auf die Korrosion und auf den Potenzialverlauf von in Normmörtel eingebetteten Stäben im Vergleich zu einem Stab in einem Referenzmörtel im Rahmen der Zulassung der Zemente beurteilt wird.

Bezüglich einer Einführung von Exposure resistance classes (ERC) entspräche die Klasse XRC 5 der heutigen XC4 unter Beibehaltung der derzeitigen planmässigen Bewehrungsüberdeckungen c_{nom} gemäss SIA 262 (50J). Eine Klasse XRC 6.5 entspräche der heutigen XC3, aber mit höherer Überdeckung für XC3 und XC4, die aber national angepasst werden kann. Die Klasse XRC 7 mit ihrem höheren K_N und einer weiteren Erhöhung der Bewehrungsüberdeckung für XC3 und XC4 ermöglicht klinkerärmere Bindemittel. In diesem Zusammenhang wird der derzeitige Umrechnungsfaktor des Karbonatisierungskoeffizienten aus der Schnellprüfung auf den für die Diffusion bei natürlicher CO_2 -Konzentration in einer laufenden Studie für klinkerärmere und RC-Betone überprüft.

CW: Der zunehmende Ersatz des Portlandzementklinkers in den Zementen durch vor allem nicht oder wenig reaktive Zumahl- oder Betonzusatzstoffe im Rahmen der Kreislaufwirtschaft bei tendenziell abnehmender Verfügbarkeit reaktiver Zumahl- und Zusatzstoffe kann grundsätzlich zu einer Zunahme der Permeabilität und zu einer Reduktion des Chloridwiderstands der Betone führen. Bindemittel, die die bestehenden Anforderungen für die Exposition XD3 in den Betonprüfungen nicht erfüllen, werden für diese Exposition bzw. die entsprechenden Betonsorten nicht freigegeben werden können. Vor dieser Entwicklung erscheint eine Beurteilung des Chloridwiderstands für die Exposition XD1 und XD2a bei den Freigabeprüfungen von neuen Zementen und Betonzusatzstoffen sowie deren Kombinationen sinnvoll, ebenso bei Erstprüfungen.

Was die leistungsbezogenen Betone nach Anhang ND der SN EN 206 betrifft, so müssen diese die Anforderungen an die Dauerhaftigkeitsparameter je nach Betonsorte, inkl. Chloridwiderstand, erfüllen. Auch für diese Betone erscheint aufgrund der sinkenden Gehalte an Klinker im Zement und an reaktiven Zumahl- und Betonzusatzstoffen eine Beurteilung des Chloridwiderstands für die Exposition XD1 und XD2a bei der Erstprüfung sinnvoll.

Daten aus der Literatur und von unveröffentlichten Untersuchungen der TFB AG legen nahe, dass für die Exposition XD1, XD2a ein möglicher Grenzwert für D_{Cl} für XD1 und XD2a bei einer planmässigen Bewehrungsüberdeckung c_{nom} von 40 mm gemäss SIA 262 bei $14 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ liegen könnte.

Im Zusammenhang mit der Entscheidung bzgl. der allfälligen Festlegung eines Grenzwerts für den Chloridwiderstand für die Exposition XD1 und XD2a sollten auch die Ergebnisse der laufenden Untersuchungen zur Chloridbelastung tausalzbelasteter Stahlbetonbauten in der Schweiz im Rahmen des ASTRA-Forschungsprojekts BGT 20_03 B berücksichtigt werden. Diese Bauwerke repräsentieren unter anderem auch die Exposition XD1. Je nach der vorgefundenen Chloridbelastung und aufgetretenen Schäden sowie unter Berücksichtigung der Eigenschaften neuer Bindemittel gemäss SIA 2049, prSIA 215-1, SN EN 197-5, prSIA 215-2, etc. und der Betone, inkl. Betone nach Anhang ND, kann eine Beurteilung der Notwendigkeit der Prüfung des Chloridwiderstands für XD1 und XD2a vorgenommen werden.

FTW: Beim Frostangriff ohne Tausalz beruht die Schädigung auf der Volumenzunahme des im Porenraum gefrierenden Wassers und auf der unterschiedlichen thermischen Ausdehnung von Zementstein und Gesteinskörnung, die bei Temperaturwechseln zu Spannungen bzw. Spannungsrissen führt. Bezüglich des Kristallisationsdrucks des gefrierenden Wassers ist neben der Porengrössenverteilung, die die Gefriertemperatur des Wassers in den Poren bestimmt, und der Dichtigkeit und Festigkeit des Zementsteins und der Kontaktzone zur Gesteinskörnung vor allem auch der Grad der Wassersättigung der Poren von Bedeutung. Mit jedem Frost-Tau-Zyklus kann sich bei verfügbarer Feuchte von aussen durch die sogenannte «Mikroeislinsepumpe» der Wassergehalt des Betons erhöhen, und zwar auch deutlich über das durch kapillares Saugen erreichbare Mass hinaus. In diesem Zusammenhang wurde der Begriff der „kritischen Sättigung“ eingeführt. Diese ist dann erreicht, wenn der Feuchtegehalt so gross ist, dass der Beton durch einen oder wenige Frost-Tau-Wechsel stark geschädigt wird. In der Praxis tritt die Schädigungsphase unter Frostbeanspruchung erst auf, nachdem der Feuchtegehalt im Beton den kritischen Sättigungsgrad überschritten hat. Dies sollte jedoch bei der Exposition XF1 mit nur mässiger Wassersättigung ohne Taumittel, z.B. bei senkrechten Betonoberflächen, die Regen oder Frost ausgesetzt sind, aber auch wieder abtrocknen können, kaum der Fall sein. Aus diesen Gründen wird eine Prüfung der Exposition XF1 als nicht notwendig erachtet.

1 AUFTRAG

Der Verband der Schweizerischen Zementindustrie, cemsuisse, vertreten durch Herrn Dr. Martin Tschan, beauftragte die TFB AG am 19. April 2023 mit der Durchführung einer Literaturrecherche gemäss der Offerte 164756/2023 vom 29.3.2023, die im Zusammenhang mit der Anfrage der cemsuisse vom 1.11.2022 erstellt worden war.

Ziel dieser Literaturstudie war es, die Hintergründe für die bestehenden Prüfverfahren für den Karbonatisierungswiderstand (KW), den Chloridwiderstand (CW) und den Frost-Tausalz-Widerstand (FTW) und für die in der SN EN 206 diesbezüglich gemachten Vorgaben zu Grenzwerten und der Notwendigkeit von Prüfungen zu beleuchten sowie die Implikationen der Nicht-Prüfung der Expositionsklassen XC1, 2, XD1, 2a und FT1 für konventionelle Betone sowie für leistungs-basierte Betone gemäss Anhang ND zu diskutieren.

Das Projekt startete im April 2023. Die Startbesprechung mit der Begleitgruppe fand am 9.6.2023 statt.

Mitglieder der Begleitgruppe waren:

| | |
|--------------------|------------------------|
| Dr. Martin Tschan | cemsuisse |
| Dr. Arnd Eberhardt | Holcim Schweiz AG |
| Matthias Strauss | Jura Cementfabriken AG |
| Cyrill Spirig | Vigier Ciments SA |

Die Ergebnisse der Literaturrecherche sind in diesem Bericht zusammengefasst.

2 HINTERGRUND

Die Erfahrung der letzten Jahrzehnte hat gelehrt, dass Schäden an Bauwerken aus Stahlbeton am häufigsten durch eine ungenügende Dauerhaftigkeit des Betons und nicht durch ungenügende Festigkeit verursacht werden. Die Dauerhaftigkeit eines Bauwerks wird dabei von der Qualität, d.h. vor allem von der Dichtigkeit des Betons sowie von der Überdeckung der eingelegten Bewehrung bestimmt, denn ein dominierender Schadensmechanismus ist die Bewehrungskorrosion, die durch Karbonatisierung und / oder durch Chlorideintrag im Beton hervorgerufen wird. Die SIA 262:2013 «Betonbau» schreibt die für die Exposition XC und XD einzuhaltenden planmässigen Bewehrungsüberdeckungen und Toleranzen vor.

Die Qualität des Betons wird durch das Betonwerk im Rahmen des Konformitätsnachweises gemäss SN EN 206 sichergestellt. Dabei werden die Prüfungen an separat hergestellten Prüfkörpern durchgeführt, die zumeist bis zum Alter von 28 Tagen, für die Prüfung des Karbonatisierungswiderstands bis 3 Tage, bei 20°C in Wasser gelagert werden.

In der Schweiz regelt die aktuelle Norm SN EN 206:2013+A2:2021 (folgend als SN EN 206 bezeichnet) die für unterschiedliche Expositionsbedingungen einzusetzenden Betonsorten. Sie enthält deskriptive Anforderungen bezüglich Mindestzementgehalt, Wasser/Zement-Wert, zugelassene Zemente sowie ausgewählte Eigenschaften des Betons, inklusive eine einzuhaltende Mindestfestigkeitsklasse. Die Norm enthält ausserdem Grenzwerte für verschiedene Dauerhaftigkeitseigenschaften für separat hergestellte Laborprüfkörper. Die bisherige Erfahrung in der Schweiz hat gezeigt, dass bei normkonformer Betonqualität gemäss SN EN 206 und normkonformer Bewehrungsüberdeckung das Bauwerk seine vorgesehene Lebensdauer von 50 Jahren oder darüber hinaus mit grosser Wahrscheinlichkeit erreicht [2].

In den vergangenen drei Jahrzehnten aber hat sich die Zusammensetzung der Betone deutlich verändert. Der Klinkergehalt der Zemente hat durch die Verwendung verschiedener Zumahlstoffe kontinuierlich abgenommen. Dadurch konnten je nach Zumahlstoff die Leistungsfähigkeit des Betons erhöht und/oder der Bedarf an Klinker pro Tonne Zement durch Zusatz von Füllern gesenkt werden. Betrug 1995 der Anteil von Portlandzementen CEM I am schweizerischen Zementverbrauch noch ca. 90%, hat er bis 2022 kontinuierlich auf knapp 6% abgenommen [3]. Zunächst

wurde der CEM I (Klinkeranteil gemäss EN 197-1 95-100%) vor allem durch CEM II/A (Klinkeranteil gemäss EN 197-1 80-94%) mit Kalksteinmehl als Bestandteil ersetzt. Danach wurden zunehmend auch CEM II/B-Zemente (Klinkeranteil gemäss EN 197-1 65-79%) mit Kalksteinmehl, oder auch in Kombination mit anderen Bestandteilen wie Hüttensandmehl, Flugasche oder gebrannter Ölschiefer, vermarktet. Diese CEM II/B-Zemente machen heute knapp 60% des Zementverbrauchs in der Schweiz aus.

Mit der Publikation des Merkblatts SIA 2049 im Jahre 2014 wurde die Verwendung weiterer, neuer Bestandteile wie z.B. Mischgranulat aus dem Rückbau in Zementen möglich. Der Klinkeranteil in diesen neuen Zementen kann je nach Sorte auf 50%, 35%, 20% oder darunter herabgesetzt werden. Konventionell werden solche Grössenordnungen mit dem Einsatz grosser Mengen an Hüttensandmehl oder mit Sulfathüttenzementen erreicht. Die Verwendung von Materialien aus dem Rückbau ermöglichte die Etablierung einer Kreislaufwirtschaft und damit einen aktiven Beitrag zum Umweltschutz durch Verminderung zu deponierenden Materials.

Die Menge und Natur der Zusatzstoffe hat grossen Einfluss auf die Betoneigenschaften. Der Portlandzementklinker als hydraulisch reaktiver Zementbestandteil sorgt durch seine schnelle Reaktion mit dem Anmachwasser und der Bildung von Hydratationsprodukten zu einer frühzeitigen Ausbildung eines dichten Gefüges. Beim Ersatz von Portlandzementklinker durch Betonzusatzstoffe Typ I (nicht reaktiv) oder Typ II (latent hydraulisch oder puzzolanisch, selten auch hydraulisch reaktiv) ändert sich die Abbindegeschwindigkeit, die Porosität und auch die CO₂-Pufferkapazität des Betons.

Bei Verwendung von Zusatzstoffen Typ I, die im Wesentlichen nicht reaktiv sind, werden Porosität und damit die Permeabilität des Betons generell erhöht. Reaktive Zusatzstoffe des Typs II hydratisieren mit wenigen Ausnahmen meist deutlich langsamer als der Klinker, was zu einer geringeren Frühfestigkeitsentwicklung führt. Die Festigkeit im hohen Betonalter kann aber diejenige von Beton mit Portlandzement deutlich übertreffen. Grund dafür ist, dass sich beim Einsatz von Klinker durch Betonzusatzstoffe Typ II, z.B. das latent hydraulische Hüttensandmehl oder Puzzolane mit hohem Gehalt an reaktivem Siliziumoxid wie Silikastaub oder Flugasche, durch zusätzlich gebildetes Calcium-Silikat-Hydrat das Porenvolumen und damit die Durchlässigkeit des Betons allmählich verringern. Diese Verdichtung der Mikrostruktur bewirkt einen Anstieg der Festigkeit, eine Verringerung der Durchlässigkeit (z.B. Wasserleitfähigkeit) sowie eine Zunahme des Chloridwiderstands und, in geringerem Mass, auch des Frost-Tausalz widerstands.

Andererseits reduzieren Betonzusatzstoffe Typ I und Typ II jedoch den Karbonatisierungswiderstand des Betons, da sie im Vergleich zum Zementklinker weniger oder kein reaktives Kalziumoxid enthalten, das eingedrungenes CO₂ abpuffern kann.

Auch die Gesteinskörnung unterlag in den letzten Jahrzehnten Veränderungen. Hier werden zunehmend Recyclingmaterialien, Betongranulat und Mischgranulat, eingesetzt. Teilweise wird das Betongranulat vor dem Einsatz als Gesteinskörnung dazu genutzt, Kohlendioxid zu binden.

Schlussendlich wurde von einer Arbeitsgruppe der SIA AG «Beton» ein Entwurf für den Nationalen Anhang D der SN EN 206 erarbeitet, der neben dem bestehenden k-Wert-Konzept auch die Anwendung des leistungsbezogenen Entwurfskonzepts, des ECPC (Equivalent Concrete Performance Concept) ermöglicht. Dabei bleiben die Betonsorten mit ihren Mindestdruckfestigkeitsklassen bestehen, wobei auch andere, also auch geringere, Druckfestigkeiten definiert werden können. Die deskriptiven Vorgaben an den Mindestzementgehalt und an den maximalen Wasser/Zement-Wert fallen weg. Jeder Beton gemäss Anhang ND wird ausschliesslich an der Erfüllung der Vorgaben und Grenzwerte der für seine Exposition massgebenden Dauerhaftigkeitseigenschaften gemäss SN EN 206 sowie der geforderten Druckfestigkeit gemessen.

Vor dem Hintergrund all dieser Veränderungen stellt sich die Frage, ob für die neuen, klinkerärmeren konventionellen Betone mit rezyklierten Baustoffen einerseits und für die Betone nach Anhang ND andererseits die Vorgaben der Schweizerischen Betonnorm SN EN 206 hinsichtlich nötiger Prüfungen der Dauerhaftigkeitseigenschaften noch zutreffen. Daher formulierte die

cemsuisse am 1.11.2022 eine Anfrage bezüglich einer Untersuchung zum Umgang mit Betonen mit Expositionsklassen, die gemäss SN EN 206 keinen Grenzwert aufweisen und / oder für die keine Prüfung gefordert wird.

Betroffene Betonsorten sind:

- Sorte A und A-ND: XC1, XC2 (keine Grenzwerte; keine Prüfung gefordert)
- Sorte C und C-ND: XF1 (keine Grenzwerte; keine Prüfung gefordert)
- Sorte D, E, D-ND und E-ND: XD1 (keine Grenzwerte; keine Prüfung gefordert)
- Sorte F und F-ND: XC4 (keine Prüfung gefordert)
- Sorte G und G-ND: XC4 (keine Prüfung gefordert)

3 ZIELSETZUNG

Das Ziel dieser Literaturstudie war die Erarbeitung folgender Punkte:

- Überblick zu den Schadensmechanismen und Prüfverfahren für den Karbonatisierungswiderstand (KW), den Chloridwiderstand (CW) und den Frost-Tausalz-Widerstand (FTW) gemäss SIA 262/1
- Erarbeitung der Hintergründe für die in der SN EN 206 gemachten Vorgaben zu Grenzwerten und zur Notwendigkeit von Prüfungen mit Fokus auf die Expositionsklassen XC1, XD1/XD2a, und XF1, für die heute keine Grenzwerte und Prüfungen vorgeschrieben sind
- Diskussion von möglichen Implikationen der nicht geprüften Expositionsklassen für derzeitige Betone und für Betone gemäss Anhang ND

4 KARBONATISIERUNGSWIDERSTAND

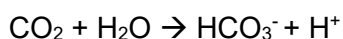
4.1 Die Karbonatisierung im Überblick

Der Prozess der Karbonatisierung von Beton ist in zahlreichen Publikationen beschrieben. Die folgende Beschreibung stützt sich vor allem auf [4] und [5].

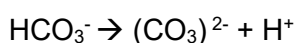
Karbonatisierung von Beton im Kontakt mit Luft

Im Kontakt mit der Umgebungsluft wird eine unversiegelte Betonoberfläche anfangen zu karbonatisieren. Dabei löst sich das Kohlendioxid der Luft im Porenwasser und reagiert mit dort vorhandenen Kalzium-Ionen zum schwer löslichen Kalziumkarbonat, das aus der Porenlösung ausfällt. Im Beton können sich im Zuge der Karbonatisierung alle Kalziumverbindungen des Zementsteins lösen. Der pH-Wert in der Porenlösung sinkt dabei von 12.5 bis 13.5 auf Werte <10 ab.

Eine Karbonatisierung kann nur dann ablaufen, wenn genügend Wasser vorhanden ist. Wenn sich das CO₂ der Luft in der Porenlösung löst, entsteht unter pH-neutralen Bedingungen das Hydrogenkarbonat-Ion (**Gleichung 4.1**). Im nicht karbonatisiertem Beton ist die Porenlösung jedoch alkalisch, so dass sich aus diesem das Karbonat-Ion bildet (**Gleichung 4.2**).



Gleichung 4.1

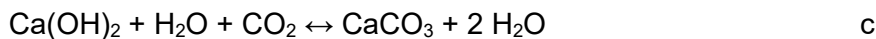
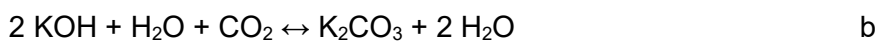
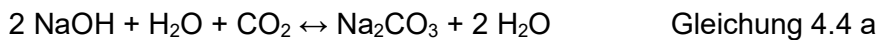


Gleichung 4.2

Die alkalischen Bestandteile wie NaOH, KOH und $\text{Ca}(\text{OH})_2$ liegen gelöst im Porenwasser vor (Gleichungen 4.3 a bis c).

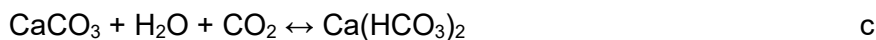
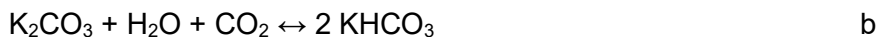


Die Karbonatisierung dieser Bestandteile setzt den pH-Wert herab und es wird Wasser frei (Gleichungen 4.4 a bis c) [4]. Na_2CO_3 und K_2CO_3 bleiben aufgrund ihrer hohen Löslichkeit im Porenwasser, das schwerlösliche CaCO_3 (Löslichkeit 0.014 g/l bei 20°C [6]) fällt aus.



Wenn genug Wasser und CO_2 verfügbar sind, wandeln sich die Karbonate in die löslicheren Hydrogenkarbonate (HCO_3^-) um. Das führt zu einer weiteren pH-Absenkung.

Karbonat/Bikarbonat-Gleichgewicht



Die Anwesenheit von Karbonat- und Hydrogenkarbonat-Ionen puffert ein weitere pH-Abnahme solange ab, wie noch Karbonate verfügbar sind. Die Lage der Gleichgewichte der **Gleichungen 4.5 a bis c** ist abhängig von der CO_2 -Konzentration der Luft, der Temperatur und der Betonfeuchte [4].

In praktisch trockenen Innenräumen wird der pH-Wert im Beton auch bei vollständiger Karbonatisierung weniger tief absinken als in bewitterten Aussenbauteilen. Der pH-Wert der Reaktion 4c liegt bei einem CO_2 -Gehalt der Luft von 0.03 Vol.% bei etwa 8.5, bei einem CO_2 -Gehalt von 1 Vol.% bei etwa 7 und in reiner CO_2 -Atmosphäre um 6. Die pH-Werte der **Gleichungen 4.4 a und b** sind in etwa um eine pH-Einheit höher [4].

Von den drei existenten kristallographischen Modifikationen Vaterit, Aragonit und Calcit sind im Beton der metastabile Vaterit und der stabile Calcit anzutreffen. Da durch die Ausfällung das Kalziumkarbonat der Porenlösung entzogen wird, werden zum Aufrechterhalten des chemischen Gleichgewichts leichter lösliche Kalziumverbindungen aufgelöst, vor allem das Kalziumhydroxid (Löslichkeit 1.7 g/l bei 20°C [6], **Gleichung 4.3c**).

Wenn das Kalziumhydroxid aufgebraucht ist, gehen auch andere kalziumhaltige Verbindungen wie z.B. die Kalziumsilikathydrate (C-S-H) [7], Ettringit (AFt) und Monosulfat (AFm) [5] in Lösung. Solange der pH-Wert in der Porenlösung hoch und genügend gelöste Kalzium-Ionen vorhanden sind, sind diese Phasen stabil. Sinkt aber die Kalziumkonzentration ab und fällt der pH-Wert, wenn der Portlandit ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) aufgebraucht ist, so gehen auch diese Verbindungen in Lösung.

Monosulfat löst sich bei einem pH um 10.6 und unter pH 9.2. Beim Farbumschlag von Phenolphthalein lösen sich alle kalziumhaltigen Phasen des Zementsteins. Neben dem ausfallenden Kalziumkarbonat bilden sich auch andere Nebenprodukte. So resultiert der Angriff der C-S-H-Phasen zunächst in der Abgabe von Kalzium aus der Struktur, d.h. das Verhältnis Ca/Si sinkt. Erreicht dieses Verhältnis Werte unter 1, was bei einem pH-Wert um 10 geschehen kann, wandelt sich das CSH in ein Kieselgel um (**Gleichung 4.6**), das noch etwas Kalzium enthalten kann [8].



Gleichung 4.6

Bei sinkendem pH-Wert zersetzen sich auch Ettringit und Monosulfat. Letzteres wandelt sich bei einem pH von 11.6 in Ettringit und Aluminat-Verbindungen um. Bei einem pH von 10.5 wandelt sich Ettringit in Aluminium-Hydroxid-Verbindungen und Sulfat-Ionen um, die mit Kalzium zu Gips reagieren, der ausfällt, oder mit Aluminat-Ionen aus der Monosulfat-Umwandlung erneut Ettringit bilden. Zusammenfassend kommt es auch bei der Lösung der Aft- und AFm-Phasen zur Ausfällung von Kalziumkarbonat und zur Bildung von Hydroxiden [9].

Erreicht die karbonatisierte Zone den Bewehrungsstahl, führt die Absenkung des pH-Werts im Porenwasser durch die Karbonatisierung unterhalb eines pH-Wertes von 11.0 bis 11.5 zur Depassivierung der Bewehrung. In Gegenwart von Feuchtigkeit beginnt der Stahl zu korrodieren. Die Grundlagen zur Korrosion der Bewehrung sind in zahlreichen Publikationen beschrieben, unter anderem in [10] [11] [12]. Als Folge der Bewehrungskorrosion reißt der Beton über der Bewehrung. Später kommt es zu keilförmigen oder flächigen Betonabplatzungen. Mit der Korrosion der Bewehrung wird der Verbund Stahl/Beton geschwächt und die Eigenschaften der Bewehrung können sich verschlechtern. Diese Schädigungen können die Dauerhaftigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit von Betonbauten herabsetzen.

Der Karbonatisierungswiderstand ist damit für bewehrten Beton relevant, während er für unbewehrten Beton nur dann eine Rolle spielt, wenn die Festigkeit des Betons durch die Karbonatisierung der C-S-H-Phasen beeinträchtigt werden würde. Von Betonen mit CEM I und anderen konventionellen Betonen ist dies nicht bekannt [13] [4]. Für Betone mit neuen, klinkerarmen Zementen oder Bindemitteln muss dieser Effekt noch eingehender untersucht werden. Es gibt Hinweise, dass bei nur geringen Mengen an Portlandit im Zementstein, z.B. durch einen geringen Gehalt an Klinker oder durch Verbrauch von Kalziumoxid bei der Hydratation von pozzolanisch reagierenden Bindemittelbestandteilen, bei der Karbonatisierung auch C-S-H und andere Phasen zersetzt werden, wobei sich Kalziumkarbonat und Silikagel bilden, was zu einer Zunahme der Permeabilität des Betons führen kann [14].

Die Einflussfaktoren auf die Karbonatisierungsgeschwindigkeit von Beton sind in **Bild 1** zusammengefasst. Die Karbonatisierungsgeschwindigkeit hängt damit von der Betonqualität und vom Hydratationsgrad des Bindemittels ab, von der klimatischen und konstruktiven Exposition, der Betonfeuchte.

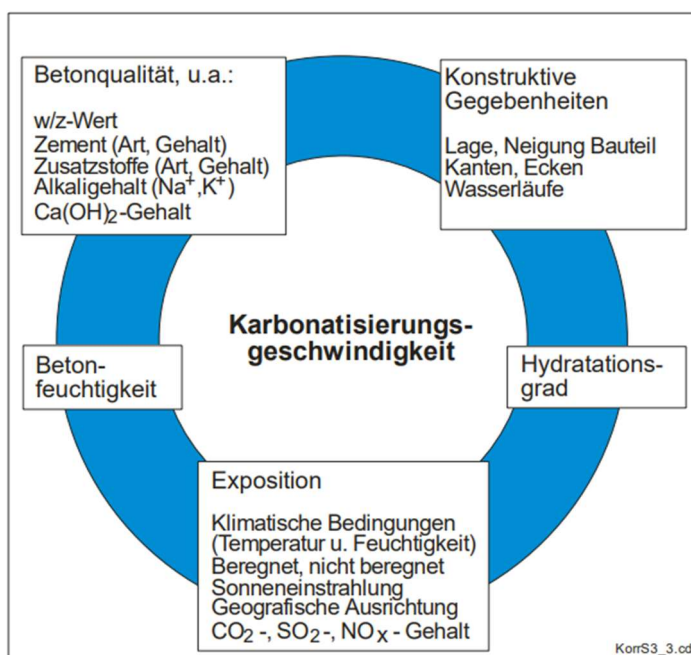


Bild 1: Einflussfaktoren auf die Karbonatisierungsgeschwindigkeit, Aus: [4].

Grundsätzlich lässt sich die zeitliche Entwicklung der Karbonatisierung mit einem Wurzel-Zeit Gesetz beschreiben, das auf der Basis des 1. Fick'schen Gesetzes hergeleitet wurde [15] [16] [13] [17]. Unter Berücksichtigung des CO₂-Gehaltes gilt **Gleichung 4.7**:

$$d_K = a + \sqrt{[CO_2]} K t^b \quad \text{Gleichung 4.7}$$

| | |
|----------------|--|
| d _K | Karbonatisierungstiefe, mm |
| a | Konstante (Karbonatisierungstiefe zur Zeit t=0 oder Ergebnis der Regression von mehreren Messungen von d _K über die Zeit, mm) |
| K | Karbonatisierungskoeffizient, mm/Tag ^b oder mm/Jahr ^b |
| t | Zeit, Tage oder Jahre |
| b | Zeitexponent. |

Bei Exposition unter natürlichen Bedingungen kann a in der Regel mit Null eingesetzt werden. Für die Auswertung von Resultaten der beschleunigten Karbonatisierung bei erhöhten CO₂-Gehalten (oder beim Start von veränderten Lagerungsbedingungen muss die Karbonatisierungstiefe zur Zeit t = 0 zwingend gemessen und bei der Regression berücksichtigt werden, ansonsten wird die Genauigkeit der ermittelten Karbonatisierungskoeffizienten herabgesetzt [4].

Der Zeitexponent b ist abhängig von der Bewitterung. Während er unter konstanten Lagerungsbedingungen 0.5 beträgt, wird bei unbewitterter Aussenlagerung von einem Wert < 0.5 ausgegangen. Bei nassen und sehr trockenen Bedingungen ist der Karbonatisierungsfortschritt sehr klein, darum tendiert b dann gegen Null [4]. Spätere Untersuchungen haben gezeigt, dass auch bei Aussenlagerung Zeitkoeffizienten von ca. 0.5 gelten [18], vor allem bei XC3-Exposition. Bei wechselnder Feuchte liegt der Koeffizient zwischen 0.3 und 0.4.

Der Einfluss des CO₂-Gehaltes auf die Karbonatisierungsgeschwindigkeit ist sehr gross und wurde ausführlich in [4] diskutiert. An dieser Stelle sei nur erwähnt, dass die theoretisch berechneten Beschleunigungsfaktoren für die Karbonatisierung bei erhöhten CO₂-Gehalten deutlich höher sind als die in der Laborprüfung erreichten Werte. Es wird vermutet, dass bei der Schnellkarbonatisierung die Poren schneller mit Kalziumkarbonat verstopfen und daher die weitere Karbonatisierung behindert wird. So betrug die Beschleunigung bei einer CO₂-Konzentration von 1% ca. 70-90% und bei 10% CO₂ nur noch ca. 50-60% des erwarteten Wertes [13] [4].

4.2 Überblick zu den Expositionsklassen bezüglich Karbonatisierung

Die Europäische Betonnorm EN 206-1, die im Jahre 2000 publiziert wurde, unterscheidet bzgl. dem Risiko für eine Bewehrungskorrosion durch Karbonatisierung vier Expositionsklassen: XC1 bis XC4 (**Tabelle 1**).

| Expositionsklasse | Bedingungen | Beispiele |
|-------------------|----------------------------|--|
| XC1 | Trocken oder ständig nass | Beton in Gebäuden mit geringer Luftfeuchte, Beton, der ständig in Wasser getaucht ist |
| XC2 | Nass, selten trocken | Langzeitig wasserbenetzte Betonoberflächen; vielfach bei Gründungen |
| XC3 | Mässige Feuchte | Beton in Gebäuden mit mässiger oder hoher Luftfeuchte, vor Regen geschützter Beton im Freien |
| XC4 | Wechselnd nass und trocken | Wasserbenetzte Betonoberflächen, die nicht XC2 zuzuordnen sind |

Tabelle 1: Expositionsklassen bezüglich Karbonatisierung (aus: SN EN 206-1:2000).

In der Norm sind ausserdem Anforderungen bzgl. maximalem Wasser/Zementwert und minimalem Zementgehalt sowie die pro Expositionsklasse freigegebenen Zemente und Zement/Zusatzstoff-Kombinationen angegeben. Zusammen mit den Vorgaben zur nominalen Bewehrungsüberdeckung gemäss SIA 262 wird sichergestellt, dass es während der Nutzungsdauer von 50 oder 100 Jahren zu keiner Bewehrungskorrosion durch Karbonatisierung kommt.

Zu dieser Norm wurden Schweizer Nationale Elemente formuliert, die in der SN EN 206-1:2000 mündeten, die ab 1.1.2003 gültig war. In der Schweiz wurden Betone gemäss dieser Norm ab der zweiten Hälfte des Jahres 2004 sukzessive eingeführt [19].

4.3 Hintergründe zu den Normenanforderungen und Grenzwerten

Für Bauteile mit der Expositionsklasse XC1 (trocken) ist der Nachweis des Karbonatisierungswiderstands bezüglich des Grenzzustands der Depassivierung der Bewehrung nicht sinnvoll, denn wegen der fehlenden Umgebungsfeuchte ist selbst bei depassivierten Bewehrungsstäben die Gefahr einer merklich fortschreitenden Korrosion sehr gering. Die bei der Überschreitung des Grenzzustands „Depassivierung“ auftretenden Konsequenzen sind irrelevant und daher ist der Nachweis überflüssig [20] [21] [22].

Ursprünglich wurden in der SN EN 206-1, Tab. NA.3, die Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand der Expositionsklasse XC4 durch die Prüfung der Wasserleitfähigkeit (WLF) abgedeckt. Die Beurteilung wurde anhand des Unterschieds zur WLF eines Referenzbetons vorgenommen, absolute Grenzwerte existierten nicht [23] [24].

Durch Auswertung der Untersuchungsergebnisse von ca. 1500 Betonmischungen aus Betonwerken, die mit Fragebögen von der TFB AG und der EMPA im Rahmen eines Forschungsprojektes für das ASTRA zwischen 2003 und 2007 angefragt worden waren, wurde empfohlen, den Grenzwert für die Wasserleitfähigkeit gemäss SIA 262/1, Anhang A, von $10 \text{ g}/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ für XC4 und XD3 beizubehalten [23]. Die Daten zeigten, dass > 99% der Betone, die w/z-Werte zwischen 0.33 und 0.59 aufwiesen, diesen Grenzwert eingehalten hatten (**Bild 2**). Obwohl kaum Betone der Sorte A (max. w/z 0.65) in der Studie enthalten waren, ist zu bedenken, dass auch diese, genauso wie die Betone mit XC3 und XC4, gemäss SN EN 206 eine Wasserleitfähigkeit von max. $10 \text{ g}/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ einhalten müssen, so dass ihre Wasserdurchlässigkeit begrenzt ist. Andererseits zeigte die Studie [23], dass alle untersuchten Betone eine 28 Tage- Druckfestigkeit von mindestens $> 30 \text{ N}/\text{mm}^2$ aufwiesen und auch die Betone mit der geringsten Druckfestigkeit, die der Mindestdruckfestigkeitsklasse C 20/25 für A-Betone entsprachen, den Grenzwert der Wasserdurchlässigkeit einhielten (**Bild 3**).

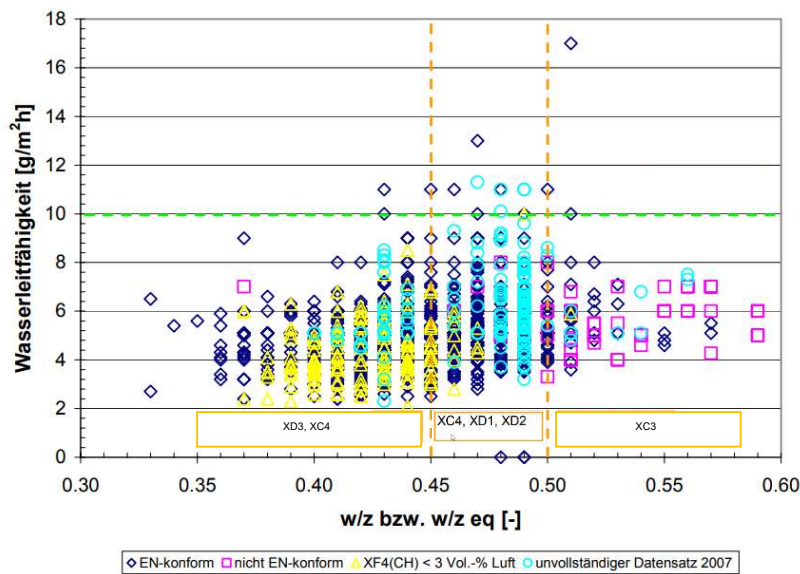


Bild 2: w/z bzw. w/z_{eq} versus Wasserleitfähigkeit nach SIA 262/1, Anhang A [23].

orange Linien: maximale w/z- bzw. w/z_{eq} für die Expositionsclassen gemäss SN EN 206.

grüne Linie: Grenzwert für die Wasserleitfähigkeit

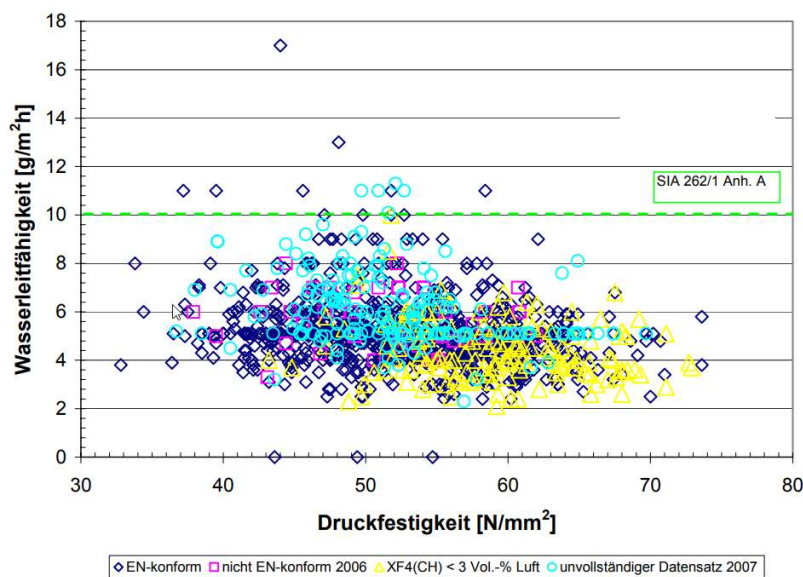


Bild 3: Würfeldruckfestigkeit 28 Tage versus Wasserleitfähigkeit nach SIA 262/1, Anhang A [23].

Die Grundlage für die Schnellprüfung des Karbonatisierungswiderstands mit Vorschlag zu Grenzwerten für den Karbonatisierungskoeffizienten K_N für die Expositionsclassen XC3 und XC4 wurde durch Hunkeler und Lammar [4] gelegt. Das Prüfverfahren wurde als Anhang I im Jahre 2013 in die SIA 262/1 aufgenommen und ein Grenzwert für den Mittelwert des Karbonatisierungskoeffizienten K_N für XC3 und XC4 von 5.0 bei einer Nutzungsdauer von 50 Jahren und $4.5 \text{ mm}/\text{J}^{1/2}$ für eine Nutzungsdauer von 100 Jahren in der SN EN 206 festgelegt. Der

Karbonatisierungskoeffizient K_N wird durch Anwendung des Wurzel-Zeit-Gesetzes auf das Eindringen von CO_2 in den Beton ermittelt. Die Umrechnung des K_{AC} mit 4%iger CO_2 -Konzentration während der Schnellprüfung auf den K_N mit der naturnahen CO_2 -Konzentration von 400 ppm erfolgt gemäss SIA 262/+, Anhang C, mit dem Umrechnungsfaktor $b = \sqrt{(0.04/4.0)}=0.10$. Hinzu kommt noch der Umrechnungsfaktor a von Tag auf Jahr und der Korrekturfaktor c der Schnellkarbonatisierung.

Konventioneller Beton karbonatisiert unter einer Exposition gemäss XC2 (nass, selten trocken) nicht oder nur in sehr geringem Umfang [4]. Bei dieser Exposition kann eine Depassivierung der Bewehrung durch den pH-Wert-Abfall aufgrund der Auslaugung des Portlandits stattfinden, deren Intensität vom vorhandenen Portlandit-Puffer, von der Wasserdurchlässigkeit des Betons und vom angreifenden Medium, z.B. weiches Wasser, beeinflusst wird. Der Auslaugungskoeffizient korreliert dabei mit dem Verhältnis von Wassergehalt zur Summe aus reaktivem CaO und SiO_2 ($w/(\text{CaO}_r+\text{SiO}_{2r})$). Der Wassergehalt bestimmt massgeblich die Durchlässigkeit des Betons, die die Auslaugung erleichtert, und CaO_r bzw. SiO_{2r} den pH-Puffer bzw. die Menge an gebildetem C-S-H, die die Auslaugung behindern [25]. Da nach der Depassivierung und Initiierung der Korrosion unter XC2-Bedingungen hohe Korrosionsgeschwindigkeiten erreicht werden können, sollten die Dauerhaftigkeitsanforderungen für Betone mit XC2-Exposition derart gestaltet sein, dass eine Depassivierung über die gesamte Lebensdauer des Betons verhindert wird. Dies ist besonders für klinkerarme und damit auslaugungssensitive Betone wichtig. Dazu gehören Betone mit neuen Zementen nach SIA 2049 oder mit Bindemitteln gemäss der prSIA 215-1, -2 und auch Betone nach Anhang ND, falls sie die Klinkergehalte von Betonen mit deskriptivem Ansatz deutlich unterschreiten würden. In diesem Zusammenhang würde ein Schnelltest zur Auslaugung hilfreich sein, z.B. die Auslaugung mit Ammoniumnitrat, die von [25] an Mörtelprüfkörpern angewendet und mit nicht beschleunigten Auslaug-Methoden verglichen wurde.

Unter XC1 (trocken) karbonatisiert der Beton zwar bis zu einem bestimmten Grad, aber es kommt wegen der fehlenden Feuchtigkeit nicht zu einer nennenswerten Korrosion der Bewehrung. Daher sind in der SN EN 206-1 für die Expositionsklassen XC1 und XC2, also für die Betonsorte A, keine Prüfungen des Karbonatisierungswiderstands vorgesehen. Es müssen hier aber die Mindestdruckfestigkeitsklasse sowie die Anforderung zur Wasserleitfähigkeit erfüllt sein, um eine Absenkung des pH-Wertes durch Auslaugung zu limitieren.

Seither wurden Erfahrungen gesammelt zum Karbonatisierungswiderstand verschiedener Betonsorten aus Erstprüfung, Produktionskontrolle und vereinzelt auch von Messungen an Bauwerken. Im Grossen und Ganzen haben sich die festgelegten Parameter bewährt.

Im Zuge der Instandsetzung alter, bereits karbonatisierter Bauwerke einerseits und aufgrund der zunehmenden Verwendung klinkerärmerer und damit karbonatisierungsanfälligerer Betone andererseits kam es zu einer Neubetrachtung der Vorgaben zum Karbonatisierungswiderstand [26]. Während durch die Karbonatisierungsschnellprüfung gemäss SIA 262/1, Anhang I, im Zusammenhang mit den Grenzwerten für den Karbonatisierungskoeffizienten gemäss SN EN 206 sichergestellt wird, dass die Karbonatisierungsfront während der Nutzungsdauer die Bewehrungsstäbe bei einer Überdeckung gemäss SIA 262 nicht (XC4) oder erst spät erreicht (XC3) und damit eine karbonatisierungsinduzierte Korrosion vermieden wird, wurde nun auch der Korrosionsfortschritt der Bewehrung in die Betrachtungen zur Nutzungsdauer von Betonbauwerken einbezogen [26]. Dafür waren Kenntnisse über den Korrosionsfortschritt unter genau definierten Bedingungen nötig. In diesem Zusammenhang wurde herausgefunden, dass die Porenstruktur des karbonatisierten Zementsteins, der Wassergehalt in den Poren sowie die Feuchtigkeit der Umgebung und die Temperatur wichtige Parameter für die Korrosionsgeschwindigkeit der Bewehrung in karbonatisiertem Beton sind [27] [28] [29] [30]. Die Untersuchung der Korrosion von Bewehrungsstäben in künstlich durchkarbonatisierten Betonen mit CEM I, CEM II/B-LL, CEM II/B-M und CEM III/B und w/z 0.5 und 0.6 ergab bei relativen Luftfeuchtigkeiten von 95% nur ein geringes Korrosionsrisiko der Bewehrung [26]. Für einen hohen Korrosionsfortschritt waren Feuchtigkeiten von 99% und darüber nötig. Zu beachten ist, dass die Betone in dieser Studie vor der Schnellkarbonatisierung 3 Monate lang bei > 95% rel. Luftfeuchte nachbehandelt wurden. Während dieser Zeit konnten auch die langsam erhärtenden, klinkerarmen Betone mit CEM III/B ein hinreichend dichtes Gefüge ausbilden, was sich auch auf das Gefüge des karbonatisierten Betons günstig

auswirken dürfte. In der Baupraxis sind derart lange Nachbehandlungszeiten inklusive zusätzlicher Wasserzufuhr kaum anzutreffen. Im Kontakt mit Luft trocknen die Betone nach Ende der Nachbehandlung von der Oberfläche aus ins Innere fortschreitend mehr oder weniger rasch aus. Das limitiert den Hydratationsgrad des Bindemittels und führt zu einer höheren Permeabilität sowie zu einem geringeren Karbonatisierungswiderstand als im Kernbeton [2]. Hydratisiert das Bindemittel langsam, wird dieser Effekt verstärkt. Bei der Exposition XC3 kann es zu einer temporären Korrosion nach Depassivierung bei lokal erhöhter Feuchtigkeit kommen, jedoch ist der Feuchtigkeitseintrag über die gesamte Lebensdauer zu gering, um signifikante Korrosion verursachen zu können [21]. Es wird mit einem gewissen Reparaturaufwand gerechnet, der jedoch als sehr gering eingestuft wird. Der Nachweis gegenüber dem Grenzzustand „Depassivierung“ wird mit einer Zielzuverlässigkeit von $\beta = 0,5$ geführt. Diese Zuverlässigkeit kann bei Verwendung unterschiedlicher Bindemittel unter Berücksichtigung der normativen Vorgaben bezüglich Betonzusammensetzung und Mindestbetondeckung erreicht werden [21].

Aufgrund der nur sehr geringen Abtragsraten der depassivierten Bewehrung in karbonatisiertem Beton unter XC3-Exposition gemäss [31] und [26] wurde in der im November 2019 in Kraft getretenen Korrigenda C1 zur SN EN 206: 2013+A1:2016 für die Exposition XC3 und eine Nutzungsdauer von 50 Jahren ein neuer Grenzwert für den Karbonatisierungskoeffizienten von $6.5 \text{ mm/Jahr}^{1/2}$ festgelegt. Der ursprüngliche, für XC3 und XC4 gültige Grenzwert von $5.0 \text{ mm/Jahr}^{1/2}$ gilt weiterhin für XC4 mit 50 Jahren Nutzungsdauer. Jedoch hat die Normkommission NK 262 bereits eine Anhebung des Grenzwertes für XC 4 für 50 Jahre Nutzungsdauer auf $6.5 \text{ mm/Jahr}^{1/2}$ gutgeheissen. Ausserdem ist eine Anhebung des Grenzwertes für XC 4 für 100 Jahre Nutzungsdauer auf $5.0 \text{ mm/Jahr}^{1/2}$ in Diskussion.

4.4 Karbonatisierungswiderstand von Betonen mit rezyklierter Gesteinskörnung (RC-Betone)

Bezüglich des Einflusses von Betongranulat auf den Karbonatisierungswiderstand von Recycling-Betonen sind in der Literatur sehr unterschiedliche Ergebnisse zu finden. Eine Zusammenstellung verschiedener Quellen wurde in [32] angegeben. Die Unterschiede lassen vor allem durch unterschiedliche Versuchsanordnungen und Prüfmethode erklären. Daher wurde der Karbonatisierungswiderstand von Betonen der Sorten B und C mit rezyklierter Gesteinskörnung, genauer mit Betongranulat RC-C, von [32] unter Anwendung der Schweizer Betonsorten B und C mit Prüfung gemäss SIA 262/1, Anhang I systematisch untersucht. Es wurde CEM II/A-LL, CEM II/B-M (T-LL) und CEM III/B verwendet. Die Eigenschaften von RC-Betonen mit unterschiedlichen Anteilen RC-C im gesättigten und trockenen Zustand wurde mit Betonen mit natürlicher Gesteinskörnung verglichen.

Es wurden in RC-Betonen aufgrund karbonatisierter Betongranulatkörner Karbonatisierungsspitzen in der Karbonatisierungsfront gefunden. Wurden diese nicht berücksichtigt, lag der Karbonatisierungskoeffizient K_N im gleichen Bereich wie bei Betonen aus natürlicher Gesteinskörnung gleicher Druckfestigkeit. Bei Berücksichtigung der Karbonatisierungsspitzen erhöhte sich K_N um durchschnittlich ca. 10%. Dies floss bei der Revision der SIA 262/1, Anhang I, ein. Gemäss SIA 262/1:2019 müssen karbonatisierte Gesteinskörner bei der Bestimmung der Karbonatisierungstiefe berücksichtigt werden, so dass ein ca. 10% höherer K_N für RC-Betone mit Betongranulat erwartet werden kann. Es wurde daher empfohlen, den w/z-Wert bei RC-Betonen der Sorten B und C im Vergleich zu Betonen mit natürlicher GK leicht zu reduzieren und den Zementgehalt entsprechend zu erhöhen, um den Zementleimgehalt konstant zu halten. Ähnliche Anpassungen wurden bei Betonen mit Zementen mit geringem Klinkergehalt empfohlen, um die Grenzwerte für K_N zu erreichen [32].

Der Sättigungsgrad des Betongranulats wirkte sich nicht auf K_N aus. Bezüglich Verarbeitbarkeit ist feuchtes/gesättigtes Betongranulat dem trockenen vorzuziehen [32].

Durch die höhere Porosität von RC-Gesteinskörnungen sind auch die WA_{24} -Werte deutlich höher als bei natürlicher Gesteinskörnung, wobei die tatsächliche Wasseraufnahme aber geringer ist als die potenziell gemäss SN EN 1096-7 gemessene. So wurde beim Entwurf der Rezepturen von RC-C-Betonen unter Berücksichtigung von nur 70% der gemäss SN EN 1096-7 bestimmten

Wasseradsorption eine gute Übereinstimmung von berechneter und gemessener Betonrohddichte erzielt [32]. Ist der RC-C nicht gesättigt, kann er Wasser aufnehmen, was zu einer Verringerung des w/z-Wertes und damit zu höheren Festigkeiten führen kann, was von [32] auch beobachtet wurde. Daher ist der w/CaO-Wert für RC-Betone nur bedingt zur Abschätzung ihres KW geeignet [32]. Offen ist, wie sich RC-Betone mit Mischgranulat bezüglich ihres KW im Vergleich mit nicht-RC-Betonen verhalten. Dies betrifft die Kategorie RC-M10, die gemäss SIA 2030:2021 für die Sorten A und B zugelassen ist.

Für die RC-Betone der Sorte A (RC-C25, RC-C-50, RC-M10), muss der Karbonatisierungswiderstand gemäss SN EN 206+A2 aufgrund der Exposition in dieser Klasse nicht gemessen werden. Bei trockener Exposition fehlt die Feuchtigkeit für die Karbonatisierungsreaktion. Bei ständig nasser Exposition kann es zu einer Bewehrungskorrosion infolge pH-Absenkung durch Auslaugung kommen. Dieser Prozess wird von der Wasserleitfähigkeit der Betone bestimmt, die gemäss SN EN 206+A2 gemessen werden und den Grenzwert gemäss Tabelle NA.14 erfüllen muss.

4.5 Die Prüfung des Karbonatisierungswiderstands gemäss SIA 262/1, Anhang I

Die Prüfnorm SIA 262/1 mit dem Anhang I, dem Schnellprüfverfahren zur Bestimmung des Karbonatisierungswiderstandes, ist seit dem 1.8.2013 in Kraft. Die Prüfung kann auch an aus Bauwerken entnommenen Bohrkernen durchgeführt werden.

Es handelt sich um eine Schnellkarbonatisierungsprüfung, die durch eine erhöhte CO₂-Konzentration beschleunigt ist. Mit den Lagerungsbedingungen bei einer mittleren Luftfeuchte bildet sie, abgesehen von der erhöhten CO₂-Konzentration, die Expositionsbedingungen XC3 und XC4 ab, nicht aber XC1 und XC2.

Ein Betonprisma der Abmessung 120 x 120 x 360 mm wird hergestellt, nach 24 Stunden ausgeschalt, bis 72 Stunden bei 15-25°C im Wasser und danach bis zum Alter von 28 Tagen in einer Klimakammer bei 20 ± 2°C, 57 ± 3 % rLF und CO₂ ≤ 0.15 Vol.-% vorgelagert. Nach Bestimmung der Karbonatisierungstiefe zum Zeitpunkt t₀ wird das Prisma in CO₂-reicher Atmosphäre (4.0 ± 0.1 % CO₂) bei 20 ± 2°C und 57 ± 3 % rLF für insgesamt 63 Tage gelagert. Die Lagerung bei einer relativen Luftfeuchte von 57% entspricht dem Bereich mit dem höchsten Karbonatisierungsfortschritt (siehe Abschnitt 4.8).

Die Karbonatisierungstiefe wird an 3 weiteren Terminen auf frischen Bruchflächen mittels eines pH-Indikators (z.B. Thymolphthalein) bestimmt. Es erfolgt die lineare Korrelation der Mittelwerte der Karbonatisierungstiefe d_{KM} gegen die Wurzel der Zeit, √t. (**Gleichung 4.8**). Der Anstieg der Geraden entspricht dem Karbonatisierungskoeffizienten K_S unter beschleunigten Bedingungen (mm / √Tag) Dieser wird mit Hilfe von 3 von [4] bestimmten Korrekturfaktoren a (Umrechnung Tag auf Jahr: √(365/1)=19.1), b (Umrechnungsfaktor von 4 auf 0.04% CO₂: √(0.04/4.0)=0.10) und c (empirischer Korrekturfaktor für die Schnellkarbonatisierung: 1.36) gemäss [4] in den Karbonatisierungskoeffizient K_N unter natürlichen Bedingungen in mm / √Jahr umgerechnet (**Gleichung 4.9**). Dieser K_N-Wert wird für die Bewertung verwendet.

$$d_{KM} = A + K_S \cdot \sqrt{t} \quad \text{Gleichung 4.8}$$

A Konstante, Achsenabschnitt, in mm
t Zeit, Tage

$$K_N = K_S \cdot a \cdot b \cdot c = 2.6 \cdot K_S \quad \text{Gleichung 4.9}$$

Für die Expositionsclassen XC3 und XC4 werden in der SN EN 206 Grenzwerte für K_N für eine Nutzungsdauer von 50 und 100 Jahren angegeben.

Im April 2021 wurde eine Corrigenda C1 zur SIA 262/1 in Kraft gesetzt, die aus mathematischen Überlegungen heraus die Bestimmung des Karbonatisierungskoeffizienten durch eine Regression ohne den Achsenabschnitt A vorsieht (**Gleichung 4.10**).

$$d_{KM} = K_S \cdot \sqrt{t} \quad \text{Gleichung 4.10}$$

t Tage

Damit wird die Regressionsgerade durch den Koordinatenursprung gezwungen, ähnlich dem Vorgehen für Normalbeton in der EN 12390-12, der aber wegen der 28-tägigen Wasserlagerung nach der Konditionierung in der Klimakammer kaum karbonatisiert ist und damit nur einen geringfügigen Achsenabschnitt aufweist – im Gegensatz zu manchen Prüfkörpern gemäss SIA [33].

Gemäss der Corrigenda C1:2021 ist die **Gleichung 4.10** für nicht karbonatisierten Beton (Karbonatisierungstiefe vor Umlagerung bis 1.0 mm) anzuwenden. Für die Auswertung stärker karbonatisierter Prüfkörper gibt es in der Corrigenda keine Angaben.

Diese Änderung der Auswertung ohne Achsenabschnitt kann zu bis etwa 0.5 mm/J^{1/2} höheren K_N -Werten führen [33] [2]. Dies hat für Betone, deren K_N knapp unter dem Grenzwerten liegen, Implikationen bezüglich der Erfüllung der Vorgaben für XC3 und XC4 [2]. Darum gibt es Bestrebungen, diese Regelung wieder rückgängig zu machen. Alternativ müssten die Grenzwerte für XC3 und XC4 nach oben angepasst werden.

4.6 Einfluss der Betonrezeptur auf den Karbonatisierungswiderstand

Der Karbonatisierungswiderstand (KW) eines Betons beschreibt das Mass des Widerstands, den ein Beton dem eindringenden CO₂ entgegensetzt. Dabei ist einerseits seine Durchlässigkeit für Gase entscheidend, die durch seine Porosität und damit durch seinen Wassergehalt in der Rezeptur beeinflusst wird. Zum anderen ist seine Fähigkeit entscheidend, eingedrungenes CO₂ chemisch zu binden. Diese «CO₂-Pufferkapazität» wird wesentlich von der Menge an reaktivem Kalziumoxid, CaO_r, bestimmt, das mit dem eingedrungenes CO₂ zu Kalziumkarbonat, CaCO₃, reagieren kann [34] [35] [36]. Das meiste reaktive Kalzium stammt dabei vom Portlandzementklinker und Kalziumsulfat. Daneben steuern auch latent hydraulisch oder puzzolanisch reagierende Zusatz- bzw. Zumahlstoffe, z.B. Hüttensandmehl, gebrannter Ölschiefer und kalziumreiche Flugasche reaktives CaO bei. Da Kalksteinmehl oder Mischgranulat kaum hydratisieren, trägt deren Kalziumgehalt nicht zur Erhöhung des Karbonatisierungswiderstands bei.

Damit beeinflusst die Zementart und -Dosierung sowie die Art und Menge von Betonzusatzstoffen und deren Hydratationsgeschwindigkeit die Ausbildung des Karbonatisierungswiderstands von Beton über die Zeit ganz wesentlich [1] [37]. Auch die Feinheit und Korngrößenverteilung des Bindemittels spielt eine Rolle, da sie, zusammen mit dem Wassergehalt, die Permeabilität des Betons beeinflussen.

Die Permeabilität des Betons kann z.B. mit der Wasserdurchlässigkeit bzw. der Wasserleitfähigkeit (WLF) beschrieben werden. Daher wurde die Tauglichkeit von Betonen für die Exposition XC1 bis XC4 vor Entwicklung der Schnellkarbonatisierungsprüfung in der Schweizer Betonnorm SN EN 206-1:2000, Nationaler Anhang, Absätze 7 und 9.3, über die WLF abgebildet. Die Bewertung fand durch einen Vergleich mit der WLF eines Referenzbetons statt.

Die WLF wird vor allem über das Makro- und Kapillarporenvolumen gesteuert (Porenradien <1 mm bzw. < 30 µm). Diese Poren werden leicht durch Saugen bzw. kapillares Saugen gefüllt und dieses Wasser steht für Transportprozesse zur Verfügung [38]. In die viel kleineren Gelporen (Porenradius < 30 nm) gelangt Feuchtigkeit nur durch Kondensation und Sorption. Es ist damit praktisch nicht mobil [39].

Die Porenverteilung im Zementstein hängt wesentlich vom Wasser-Zementwert ab, mit steigendem w/z steigt auch der Anteil an Kapillarporen (**Bild 4**). Daneben haben auch die

Korngrössenverteilung / Packungsdichte der Bestandteile sowie die Art des Bindemittels, das die Art und Menge der Hydratationsprodukte über die Zeit bestimmt, einen grossen Einfluss. So werden bei der Hydratation von Flugaschen und Hüttensandmehl beispielsweise grössere Mengen an C-S-H-Phasen gebildet als in Portlandzement. Diese C-S-H-Phasen enthalten vor allem Gelporen und führen damit zu einer Verdichtung des Mikrogefüges und zu einer Porenverfeinerung, d.h. das Kapillarporenvolumen nimmt zugunsten des Gelporenvolumens ab. Damit sind diese Betone bei einem ausreichenden Hydratationsgrad des Bindemittels weniger durchlässig für Flüssigkeiten und Gase, was sich positiv auf ihre Dauerhaftigkeit auswirkt.

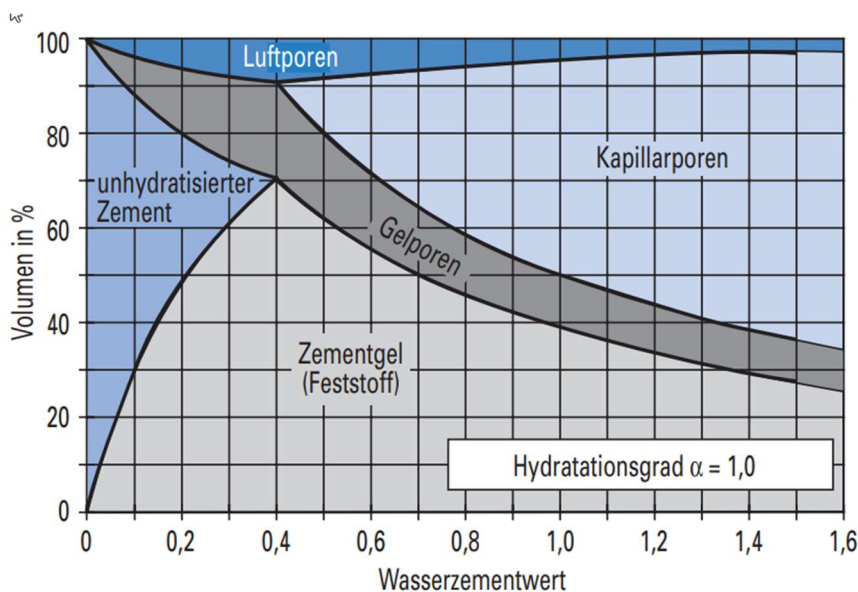


Bild 4: Zusammensetzung von Zementstein versus w/z [39].

Der Zusammenhang zwischen Wasserdurchlässigkeit, w/z-Wert und Hydratationsgrad des Bindemittels ist in **Bild 5** illustriert.

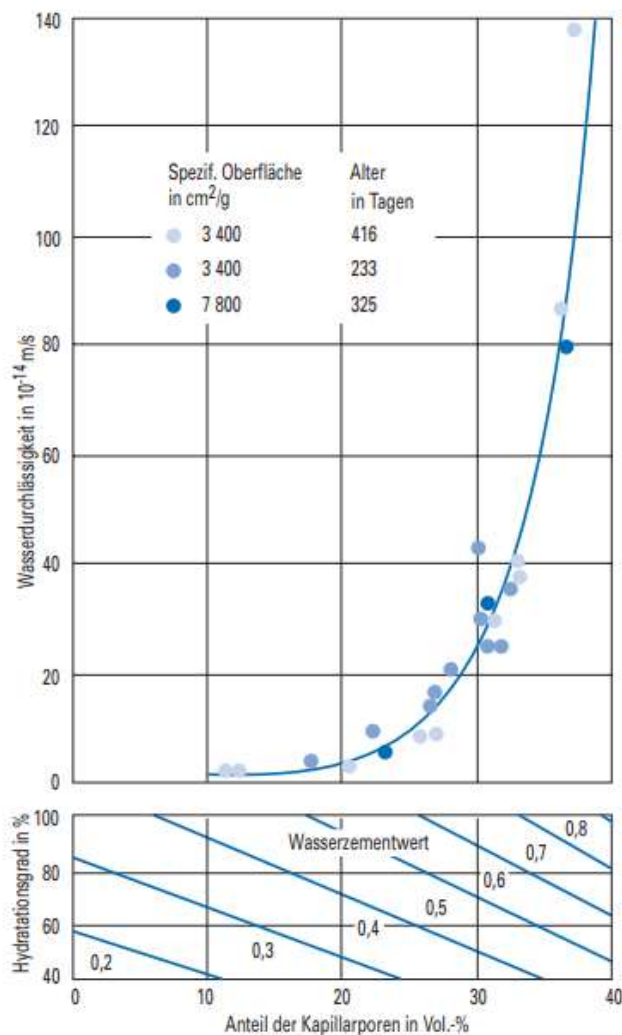


Bild 5: Wasserdurchlässigkeit von Zementstein versus Kapillarporosität und w/z [39].

Die Kapillarporosität nimmt also mit abnehmendem w/z und steigendem Hydratationsgrad des Bindemittels ab und damit auch die Wasserdurchlässigkeit des Betons, die eine Voraussetzung für dessen Karbonatisierung ist. Wichtig ist hier auch der Faktor Zeit. Klinkerreduzierte Portlandkompositssysteme hydratisieren in der Regel langsamer als Portlandzement. Daher ist besonders bei klinkerärmeren Bindemittelsystemen auf eine ausreichende Nachbehandlung mit Schutz vor Austrocknung, die die Hydratation zum Erliegen bringen würde, zu achten.

An dieser Stelle sei auch erwähnt, dass neben der Porenverteilung im Beton auch die Porosität der ca. 25 μm dicken Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementstein eine wichtige Rolle bei Transportprozessen spielt. Dieses Porenvolumen wird auf 30-50 Vol.-% geschätzt und es wird angenommen, dass das darin enthaltene Wasser mindestens so beweglich ist wie jenes in den Kapillarporen [40], [41].

Wie bereits oben beschrieben, steigt der Karbonatisierungswiderstand mit steigendem CaO_r im Bindemittel sowie mit dem Bindemittelgehalt. Er fällt mit zunehmendem Wassergehalt im Beton aufgrund des zunehmenden Porenvolumens ab. Der Karbonatisierungskoeffizient K_N ($\text{mm}/\text{J}^{1/2}$) korreliert damit in etwa linear mit dem Quotienten w/CaO_r (beide in kg/m^3 Beton, **Bild 6**). Ein hoher w/CaO_r -Wert deutet auf einen geringen Karbonatisierungswiderstand und damit auf einen hohen Karbonatisierungskoeffizienten hin und umgekehrt.

Der Quotient w/CaO_r kann zur Orientierung als Steuergrösse für den Entwurf von Betonrezepturen für die Expositionsklassen XC 3 und XC4 herangezogen werden. Ein $w/\text{CaO}_r \leq 1.2$ weist auf einen $K_N \leq 6.5 \text{ mm/J}^{1/2}$ hin und ein $w/\text{CaO}_r \leq 1.1$ auf einen $K_N \leq 5 \text{ mm/J}^{1/2}$. Für Recyclingbetone gilt dieser Zusammenhang aufgrund von Schwankungen in Wassergehalt und Adsorptionsverhalten der rezyklierten Gesteinskörnung nur bedingt [32].

Der Karbonatisierungswiderstand kann durch eine Reduktion der Wasserzugabe erhöht werden und/oder durch eine Erhöhung des reaktiven Kalziumoxids, das vor allem im Zementklinker enthalten ist. Auch Betonzusatzstoffe Typ II können reaktives CaO enthalten. Die Menge hängt dabei stark vom Material und der Zugabemenge ab. Betonzusatzstoffe Typ I wie Kalksteinmehl und andere Füller senken den Karbonatisierungswiderstand.

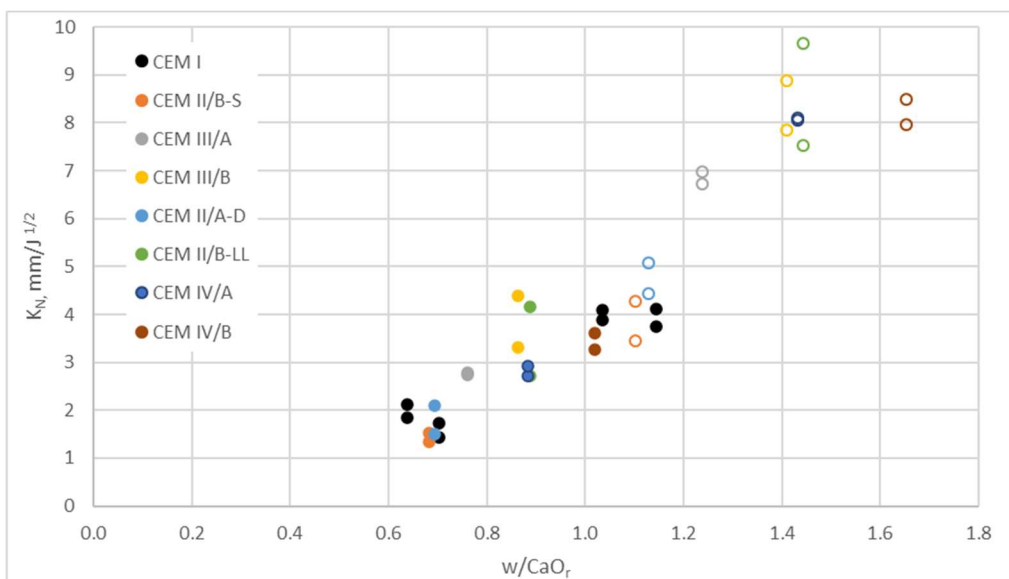


Bild 6: Karbonatisierungskoeffizient K_N versus w/CaO_r von Betonen mit unterschiedlichen Zementen. Daten aus [35], umgerechnet auf einen natürlichen CO_2 -Gehalt gemäss SIA 262/1, Anhang I. volle Symbole: 380 kg/m^3 Zement, w/z 0.40; leere Symbole: 280 kg/m^3 Zement, w/z 0.65

Zur Orientierung sind in **Tabelle 2** die Gehalte an CaO_r für ausgewählte Zementarten und Zusatzstoffe angegeben. Sie wurden anhand der Gehalte der Zementbestandteile gemäss den angegebenen Quellen sowie der Zusammensetzung gemäss EN 197-1 und MB 2049 berechnet.

| | CaO _r , Masse-% | Quelle |
|---|----------------------------|--|
| CEM I | 57-63 | [35] |
| CEM II/A-LL | 46-59 | Klinkergehalt 80-94% (SN EN 197-1) |
| CEM II/B-LL | 37-50 | Klinkergehalt 65-79% (SN EN 197-1) |
| CEM III/A | 45-54 | Klinkergehalt 35-64% (SN EN 197-1) |
| CEM III/B | 43-47 | Klinkergehalt 20-34% (SN EN 197-1) |
| CEM II/B-M (T-LL) | 41-54 | Klinkergehalt 65-79% (SN EN 197-1), CaO _r gebrannter Ölschiefer siehe [42]. |
| CEM II/B-S | 51-58 | Klinkergehalt 65-79% (SN EN 197-1) |
| CEM II/B-M (S-T) | 49-57 | Klinkergehalt 65-79% (SN EN 197-1) |
| ZN/D | 29-40 | Bestandteile 50-64% Klinker (MB 2049), andere Bestandteile, Angabe des CaO _r hier nur basierend auf Klinkergehalt, Klinkergehalt 50-64% (MB 2049). |
| Flugaschen, Kalzium- oder Silikareich, SN EN 450-1 | 1-39 max. 10 | [43]; SN EN 450-1 |
| Hüttensandmehl, SN EN 15164-1 | 30-50 | [43] |
| Kalksteinmehl und Füller, SN EN 12620 | 0 | im Wesentlichen nicht reaktiv. |

Tabelle 2: Gehalte an reaktivem Kalziumoxid, CaO_r, in ausgewählten Zementen und Zusatzstoffen.

Gemäss der Korrelation zwischen w/CaO_r und K_N kann für Betone der Sorte A (XC1) mit Mindestzusammensetzung gemäss SN EN 206 rechnerisch ein w/CaO_r zwischen 1.03 bis 1.14 mit CEM I und von ca. 1.44 mit CEM III/B erwartet werden. Im ersten Fall ergäbe das gemäss der Korrelation (**Bild 6**) einen K_N von ca. 3 bis 4.5 mm/J^{1/2}, der XC4 entsprechen würde. Mit CEM III/B hingegen ergäbe sich ein K_N von 7.5 bis 10 mm/J^{1/2}.

Es gibt Hinweise darauf, dass der Karbonatisierungskoeffizient von Beton mit zunehmendem Betonalter abnimmt, d.h. der Karbonatisierungswiderstand nimmt mit der Zeit zu. Ursache ist die Reaktion von Portlandit mit CO₂ zu Kalziumkarbonat und Wasser, bei der es zu einer Vergrösserung des Volumens kommt, je nach CaCO₃-Modifikation. Für Kalzit beträgt sie 12%. Damit verringert sich das Porenvolumen, bei w/z-Werten bis 0.5 vor allem das Kapillarporenvolumen <0.1 µm, und die Mikrostruktur wird dichter. Je höher der w/z-Wert, umso ausgeprägter ist dieser Effekt. Ausserdem wird bei der Karbonatisierung Wasser gebildet, das den Porenraum ausfüllt. All das erschwert das Eindringen von weiterem CO₂ [44]. Daher nimmt der Karbonatisierungswiderstand von konventionellen Zementen mit der Zeit in der Regel zu [35] [36] [45].

An Bohrkernen aus einem 330 Tage alten Bauwerk wurde ein um knapp 40% geringerer Karbonatisierungskoeffizient gemessen als der des Bauwerks im Alter von 28 Tagen ([46], **Bild 7**). Dieser Zusammenhang kann mit **Gleichung 4.7** dargestellt werden:

$$K_{N,n} / K_{N,28} = (t_{28}/t_n)^a$$

Gleichung 4.11

| | |
|---------------|---|
| $K_{N,n}$ | Karbonatisierungskoeffizient eines n Tage alten Betons |
| $K_{N,28}$ | Karbonatisierungskoeffizient eines 28 Tage alten Betons |
| $t_n; t_{28}$ | Zeit, (n bzw. 28 Tage) |
| a | Alterungskoeffizient |

Gemäss [46] liegt der Alterungskoeffizient zur Beschreibung der Veränderung des Karbonatisierungskoeffizienten mit der Zeit zwischen 0.1 und 0.2 (**Bild 8**). Dies sollte durch weiterführende Langzeituntersuchungen überprüft werden.

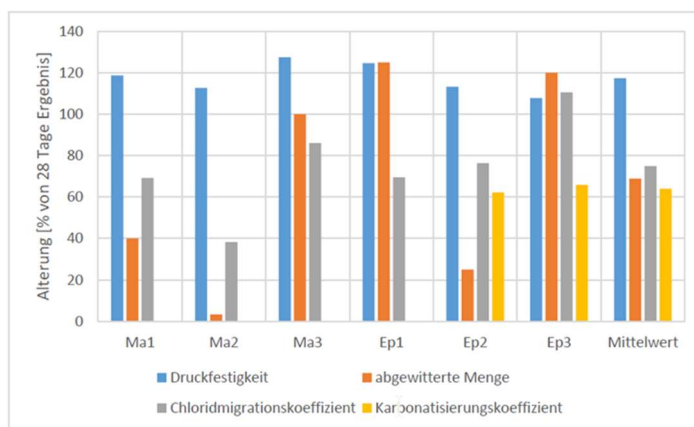


Bild 7: Einfluss der Alterung auf die Festbetoneigenschaften (Bauwerk Ma: 250 Tage vs. 28 Tage, Bauwerk Ep: 330 Tage vs. 28 Tage) [46].

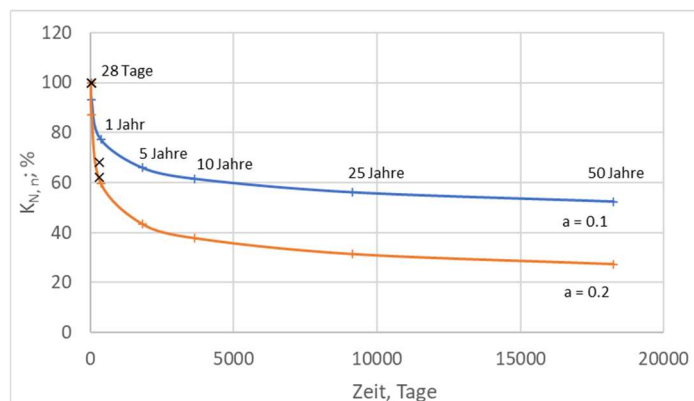


Bild 8: Veränderung des Karbonatisierungskoeffizienten mit der Zeit bei Zugrundelegen von Alterungskoeffizienten von 0.1 und 0.2 gemäss Gleichung 4.1 und Ergebnisse aus [46] (schwarze Kreuze).

Da normativ die Prüfung des KW bei A-Betonen nicht gefordert wird, sind Prüfergebnisse von dieser Betonsorte kaum zu finden. Die Untersuchungen der TFB AG [4] und [31] beinhalten keine A-Betone, sondern fangen bei der Mindestzusammensetzung von B-Betonen an. Zudem entsprechen die Nachbehandlungen der Proben nicht der heutigen Prüfnorm, die Ergebnisse sind damit nicht direkt vergleichbar. In [47] und [48] wurden Betone mit w/z 0.65 mit CEM II/A-LL 42.5N mit und ohne Kalksteinmehl untersucht, die Ergebnisse sind auch in [4] dargestellt. Die Betone mit 300, 250 und 200 kg/m³ CEM II/A-LL und w/z 0.65 erreichten alle eine Würfeldruckfestigkeit von 30 MPa und höher nach 28 Tagen, entsprachen also der Mindestdruckfestigkeit. Der Beton mit 300 kg/m³ Zement hatte im Alter von 28 Tagen bereits nach 5 Stunden eine Wasserleitfähigkeit von 26 g/(m²h), im Alter von 76 Tagen war dieser Wert mit 28 g/(m²h) praktisch konstant

geblieben. Der Beton mit 200 kg/m^3 Zement zeigte aufgrund der netto geringeren Wasserzugabe eine WLF von nur $8 \text{ g/(m}^2\text{h)}$. Alle Betone zeigten den gleichen w/CaO_t von ca. 1.25, was gemäss **Bild 6** einen K_N von $5\text{--}6 \text{ mm/J}^{1/2}$ ergäbe. Die K_N -Werte waren wegen der unterschiedlichen Zementdosierungen nicht vergleichbar, bewegten sich jedoch in der Grössenordnung der Korrelation. Der Beton mit 300 kg/m^3 Zement erreichte einen K_N von (auf die heutige Nachbehandlung geschätzten) $5.4 \text{ mm/J}^{1/2}$, der Beton mit 250 kg/m^3 Zement einen K_N von 5.0 und der mit 200 kg/m^3 Zement einen K_N von $4.7 \text{ mm/J}^{1/2}$.

Die Betone mit w/z 0.65 erreichten erwartungsgemäss deutlich höhere Karbonisierungstiefen als Betone mit w/z 0.60. Ausserdem nahmen die auf 60% relative Luftfeuchte normierten Karbonisierungskoeffizienten mit steigender Luftfeuchte, geprüft bis 90%, ab, wobei die Abnahme für Betone mit 0.65 w/z mit ca. minus 30% deutlich geringer ausfällt als für Betone mit w/z 0.60 mit minus 40% und Betone mit w/z 0.5 von bis zu minus 80% des K_N (**Bild 9**). Bei Luftfeuchten in der Schweiz, die im Tessin und im Wallis zwischen 65 und 70% und im Mittelland zwischen 75 und 80% liegen [4], ist für A-Betone mit einem w/z von >0.60 bis max. 0.65 bei «lufttrockener» Exposition folglich mit vergleichsweise hohen Karbonisierungstiefen zu rechnen, erst recht dann, wenn der Beton statt des CEM II/A-LL in [47] einen klinkerärmeren Zement enthält.

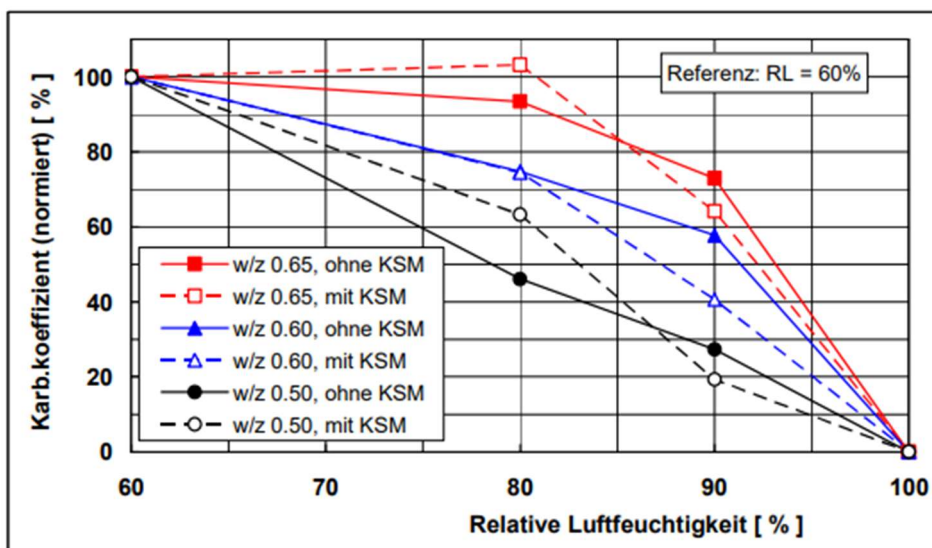


Bild 9: Abhängigkeit des normierten Karbonisierungskoeffizienten von der relativen Luftfeuchtigkeit und vom w/z -Wert, aus [47].

Im Jahre 2020 wurden im Rahmen eines Projekts für die cemsuisse an der TFB AG unbewittert gelagerte Musterwände aus B- und C-Betonen mit Mindestzusammensetzung gemäss SN EN 206 unter Verwendung von CEM II/B-LL und einem ZN/D-Zement der Holcim (Schweiz) AG gemäss Merkblatt 2049, hergestellt. An diesen Betonen wurden die Druckfestigkeit und der KW nach 28 und 56 Tagen geprüft [2].

Bei der Wand und bei den Prüfkörpern aus B- und C-Beton mit CEM II/B-LL nahm der KW zwischen 28 und 56 Tagen erwartungsgemäss zu, ebenso bei der nachbehandelten Wand aus C-Beton mit ZN/D. An der Aussenseite der nicht nachbehandelten Musterwand aus C-Beton mit ZN/D-Zement blieb der KW nach 28 und 56 Tagen praktisch konstant. Demnach ist besonders bei der Verwendung von klinkerarmen Bindemitteln im Hochbau auf eine normkonforme Nachbehandlung zu achten [2]. Bei klinkerarmen Bindemitteln kann es auch zu einer Abnahme des KW mit der Zeit kommen. Ursachen können in einer frühzeitigen Austrocknung der Bauteile oder Laborprüfkörper liegen. Andererseits entsteht bei der Hydratation klinkerarmer (und/oder stark

puzzolanhaltiger) Bindemittel weniger Portlandit als Kohlendioxidpuffer, was zu einer stärkeren Karbonatisierung des C-S-H und anderer kalziumhaltigen Phasen im Zementstein führen kann [2]. So wurde gezeigt, dass bei der Karbonatisierung von Zementstein aus Hochofenzementen neben Kalziumkarbonat auch Silikagel gebildet wird [14], das Poren mit Radien von 260-400 nm enthalten kann [49]. Die Permeabilität des Betons nimmt dann zu und die weitere Karbonatisierung kann erleichtert werden [14] [50]. Eine Vergrößerung der Poren wurde auch für Zementstein aus Portlandzement mit einem sehr hohen w/z von 0.8 beobachtet und dort auf die Bildung von Mikrorissen durch Schwinden des sehr porösen Zementsteins während der Karbonatisierung zurückgeführt [44].

Zusammenfassend ist für den KW eines Betons seine Durchlässigkeit für Gase entscheidend, die durch seine Porosität und damit durch die Wasserzugabe in der Rezeptur beeinflusst wird. Zum anderen ist seine Fähigkeit entscheidend, eingedrungenes CO₂ chemisch zu binden, was durch die Menge an reaktivem Kalziumoxid im Bindemittel beschrieben werden kann. Aufgrund dessen erlaubt das Verhältnis w/CaO_r für einen gegebenen Bindemittelgehalt eine Abschätzung des Karbonatisierungskoeffizienten. Während der KW in der Regel mit der Zeit zunimmt, können Betone mit klinkerarmen und/oder stark puzzolanhaltigen Bindemitteln durch frühzeitige Austrocknung und/oder durch die Karbonatisierung von C-S-H-Phasen auch eine Abnahme des KW mit der Zeit zeigen.

4.7 Einfluss der Nachbehandlung auf den Karbonatisierungswiderstand von Laborprüfkörpern

Eine Erhöhung der Nachbehandlungsdauer führt zu einer Erhöhung des Karbonatisierungswiderstands der Betone, und zwar über einen breiten Bereich des w/z-Werts [51] [52] [53] [54] [14]. Je länger die Nachbehandlung, umso höher ist der Hydratationsgrad des Bindemittels, umso dichter ist die Mikrostruktur und umso höher ist der Karbonatisierungswiderstand [51] [4].

Für Komposite von CEM I und verschiedenen Betonzusatzstoffen wurde beobachtet, dass die Karbonatisierungskoeffizienten mit zunehmender Länge der Nachbehandlung immer weniger schnell abnahmen. Vor allem im frühen Alter führte eine verlängerte Nachbehandlung, z.B. von 1 oder 3 auf 5 oder 7 Tage, zu einer deutlichen Reduktion der Karbonatisierungskoeffizienten. Eine Verlängerung der Nachbehandlung von 7 auf 28 Tage hatte dagegen nur einen geringeren Einfluss [52] [55] [56] [4].

Vor allem Betone mit Bindemitteln mit einer langsamen Festigkeitsentwicklung, z.B. durch einen hohen Anteil an nicht oder langsam reagierenden Zusatzstoffen, die bei kurzer Nachbehandlung nur ungenügend reifen können, zeigen bei einer verlängerten Nachbehandlung einen höheren Karbonatisierungswiderstand. So beobachteten [53] in Flugaschekompositen eine Abnahme des Karbonatisierungskoeffizienten mit Zunahme der Nachbehandlungsdauer von 1, 3 und 7 Tagen. Beim Vergleich von C-Betonen mit CEM I und CEM III/B profitierte vor allem der Beton mit CEM III/B von einer Verlängerung der Nachbehandlung von 1 auf 7 Tage [4]. Dies ist auch bei B und E-Betonen beobachtet worden [57]. Schnell erhärtende Bindemittel profitieren dagegen deutlich weniger von einer verlängerten Nachbehandlungsdauer, untersucht bei 3 und 28 Tagen Wasserlagerung [33].

Die Luftfeuchte nach Ende der Nachbehandlung bis zu einem Betonalter von 28 Tagen hat einen wesentlichen Einfluss auf den Karbonatisierungskoeffizienten von Kompositen aus CEM I ohne und mit 15, 30 und 50% Flugasche. Mit steigendem Flugaschegehalt erhöhten sich erwartungsgemäss die Karbonatisierungskoeffizienten. Die Unterschiede zwischen den Mischungen waren jedoch bei einer Nachbehandlungsdauer von 1 Tag grösser als nach 7 Tagen Nachbehandlung. Während bei relativen Luftfeuchten zwischen 40% und 60% während der Trocknungsphase die Karbonatisierungskoeffizienten vergleichbar blieben, nahmen sie bei höherer Luftfeuchte stark ab und erreichten ein Minimum bei 100% Luftfeuchte. Dabei verminderten sich auch die Unterschiede der Karbonatisierungskoeffizienten der Bindemittel mit unterschiedlichem FA-Gehalt.

Während für eine Maximierung des Karbonatisierungswiderstands eine möglichst lange Nachbehandlung der Betone anzustreben wäre, erscheint eine Nachbehandlungsdauer von 28 Tagen

gemäss EN 12390-12 oder gar 3 Monate wie in [26] für die Baupraxis deutlich zu lang. So beträgt gemäss SIA 262:2013+C1 die Mindestnachbehandlungsdauer bei der höchsten Nachbehandlungsklasse NBK 4 und bei Temperaturen zwischen 10 und 15°C je nach der Festigkeitsentwicklung des Betons zwischen 5 und 21 Tage, bei NBK 3 nur 2.5 bis 12 Tage und bei NBK 2 nur noch 1.5 bis 8 Tage. Bei höheren Temperaturen reduzieren sich die Nachbehandlungsdauern weiter.

Nur wenn die Prüfbedingungen im Labor bezüglich Nachbehandlung die Bedingungen in der Baupraxis so gut wie möglich abbilden, kann der Karbonatisierungswiderstand des realen Bauwerks im Labor einigermaßen realistisch abgebildet werden. Zudem weisen Bauwerke in der Praxis aufgrund der Herstellbedingungen des Betons im Betonwerk und der Einbaubedingungen ohnehin meist einen geringeren Karbonatisierungswiderstand auf als die entsprechenden Laborprüfkörper [2] [46].

4.8 Einfluss der Exposition auf die Karbonatisierung von Beton

Der Karbonatisierungswiderstand des Betons im Bauteil bzw. Bauwerk wird wesentlich von den Umständen des Einbaus beeinflusst. So wird die Betonqualität und Dauerhaftigkeit zum Beispiel durch die Transportzeit des Betons vom Betonwerk zur Baustelle, durch die Betontemperatur, eine allfällige nachträgliche Wasserzugabe auf der Baustelle, die Umgebungsbedingungen (Temperatur, Luftfeuchte, Wind), die Art und Dauer der Verdichtung, der Eigenschaften der Schalung, sowie, vor allem bei Kompositzementen, durch die Art und Dauer der Nachbehandlung beeinflusst [58] [59] [60] [45] [2]. Letztere ist in der Schweiz durch die SIA 262:2013 mit C1 geregelt.

Prüfungen an Bauteilen im Hoch- und Tiefbau haben gezeigt, dass die Betonqualität im Bauteil oft geringer ist als im separat hergestellten Prüfkörper [58, 46] [2]. Dem tragen die geringeren Anforderungen der Richtwerte zur Beurteilung von Beton aus Bauteilen (Prüfregime TT-2) gemäss SN EN 13670, NA.3, Rechnung. Für das Prüfregime TT-2 sind aufgrund der wenigen verfügbaren Daten anstelle von Grenzwerten nur Richtwerte definiert worden, die bei Bedarf auch objektspezifisch angepasst werden dürfen. Separat hergestellte Prüfkörper (Prüfregime TT-1) hingegen müssen den Grenzwerten gemäss SN EN 206:2013+A2:2021 genügen.

Die Karbonatisierung von Beton im Bauteil ist stark von der Exposition des Bauteils abhängig. Hier spielt neben der Temperatur die relative Luftfeuchte eine entscheidende Rolle (**Bild 7**). Werte >50%, die in der Schweiz ganzjährlich anzutreffen sind, führen zwar zu einer hohen Karbonatisierung, eine hohe Korrosionsgeschwindigkeit der Bewehrung tritt dagegen erst bei relativen Luftfeuchten > 80% auf, die mit den Expositionsklassen XC4 und, in geringerem Mass, XC3 einhergehen.

Unter komplett nassen Bedingungen (XC2) sind die Geschwindigkeiten der Karbonatisierung bei konventionellen Betonen sehr gering oder vernachlässigbar, da das Eindringen von CO₂ dann ausschliesslich über den Wassertransport erfolgen könnte ([4] **Bild 10**). Eine Korrosion wird dagegen unter nassen Bedingungen stattfinden, sofern der Stahl depassiviert ist, was unter solchen Bedingungen über die Auslaugung des Betons erfolgen kann.

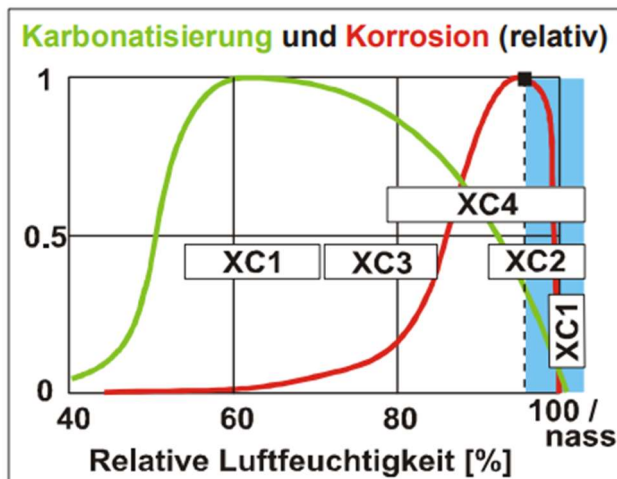


Bild 10: Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit auf die Karbonatisierungs- und Korrosionsgeschwindigkeit mit Zuordnung der Expositionsklassen der SN EN 206:2013+A2:2021 [4].

Bis zu einer Luftfeuchte von ca. 40% (XC1) kann die Wasseraufnahme mit der BET-Adsorptionstheorie unter Berücksichtigung chemisch-physikalischer Wechselwirkungen zwischen Wassermolekülen und Zementstein beschrieben werden [61] [62]. Bei einer relativen Luftfeuchte von ca. 40% ist die innere Oberfläche des Zementsteins mit einer monomolekularen Wasserschicht bedeckt. Diese unterliegt starken Adsorptionskräften, das Wasser ist damit nicht mobil und der Beton wird bei solchen rel. Luftfeuchten keine elektrische Leitfähigkeit aufweisen. Damit findet auch kaum eine Karbonatisierung statt. Bei rel. Luftfeuchten $> 40\%$ (XC1) werden zusätzliche Wasserschichten adsorbiert, die weniger starken Adsorptionskräften unterliegen [10], schematische Darstellung des Wassertransport im Zementstein mit steigender Luftfeuchte in **Bild 11**. Es kommt dann neben der Wasseraufnahme durch Adsorption auch zur Kapillarkondensation in kleineren Kapillarporen, d.h. der Einlagerung von Wasser aufgrund von Kapillarkräften bei Wasserdampfdrücken unter dem Sättigungsdampfdruck. Die Kapillarkondensation setzt umso früher ein je kleiner der Porenradius, je grösser die Oberflächenspannung des Wassers und die rLF ist. Das durch Kapillarkondensation aufgenommene Wasser unterliegt nur schwachen bis keinen Adsorptionskräften [10].

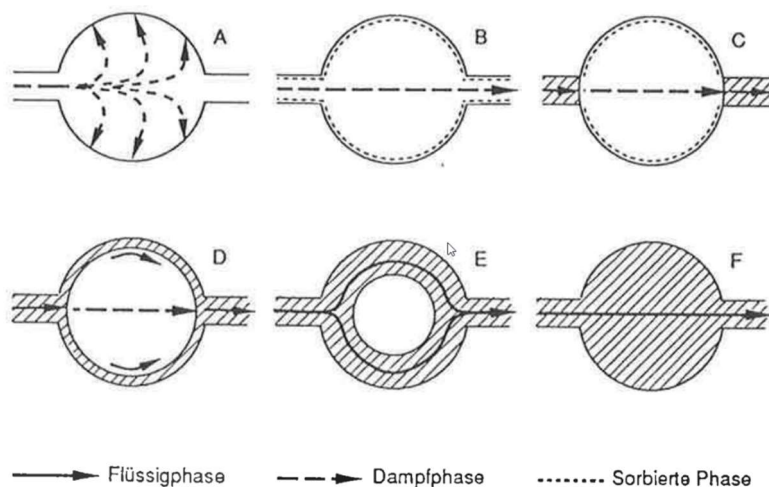


Bild 11: Wassertransport im Zementstein mit steigender Luftfeuchte [40].

Je höher der w/z (bzw. die absolute Wasserdosierung, umso höher die Wasseraufnahme im Zementstein (**Bild 12**). Eine Erhöhung der Temperatur hingegen verschiebt die Sorptionsisotherme von Zementstein und Beton zu geringeren Wassergehalten wegen verringerten Kapillar- und Adsorptionskräften (Bild 7, [10], [63] [64]).

Mit steigender relativer Luftfeuchte kommt es bei ca. 60% zu einem relativen Maximum der Karbonatisierung [4]. Man muss also unter Innenraumbedingungen (XC1, trocken) mit einer Karbonatisierung bis zur Bewehrungstiefe rechnen. Gemäss SIA 262 beträgt die planmässige Bewehrungsüberdeckung für Betonstahl 20 mm für XC1. Gemäss langjähriger Erfahrungen der TFB AG im Rahmen von Zustandserfassungen von Bauwerken werden im Innenbereich bei ca. 30 Jahren Betonalter und darüber typischerweise Karbonatisierungstiefen von 15 bis >20 mm gemessen.

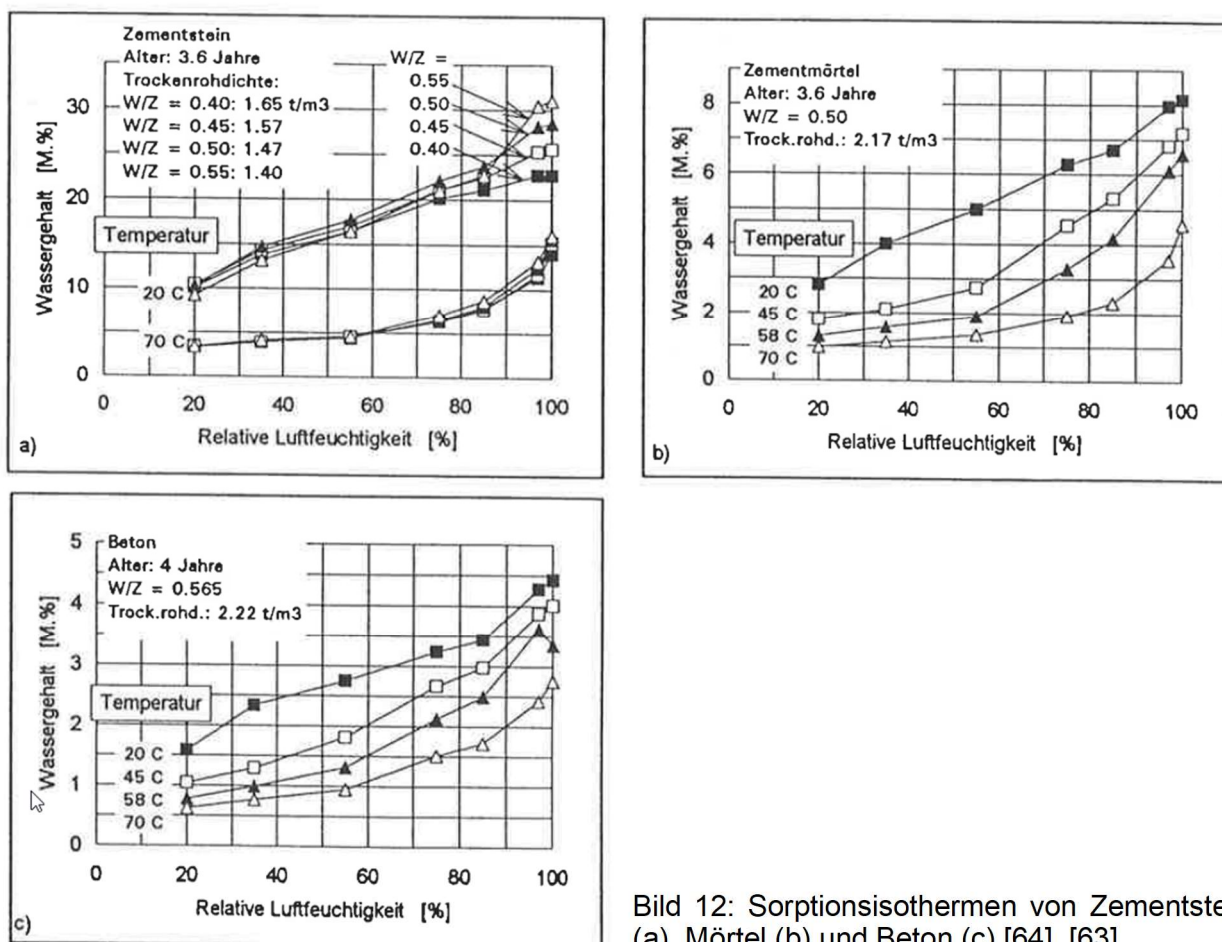


Bild 12: Sorptionsisothermen von Zementstein (a), Mörtel (b) und Beton (c) [64], [63].

Vergleichende Studien zur Karbonatisierung von Betonen in einem Raum bei 60% rLF und 20°C und in einer unbewitterten Aussenlagerung im Stevenson-Screen zeigten trotz der unterschiedlichen Bedingungen ähnliche Karbonatisierungstiefen [18]. Der mittlere CO₂-Gehalt der Aussenluft betrug im Juni 2013 411 ppm, im Winter dürften die Gehalte höher sein. Die tatsächlichen CO₂-Gehalte liegen damit über dem Referenzwert von 400 ppm gemäss Norm SIA 262/1, Anhang I. Möglicherweise kompensiert der höhere CO₂-Gehalt bei der Aussenlagerung die im Vergleich zum Schwindraum etwas höhere Luftfeuchtigkeit von 75-80%. Der Zeitexponent der Karbonatisierung im Stevenson-Screen lag innerhalb des Beobachtungszeitraums von über 5 Jahren bei 0.50 und entsprach damit dem Wurzel-Zeit-Gesetz. Eine Reduktion auf geringere Werte wurde nicht festgestellt. Damit wurde eine wichtige Annahme bei der Festlegung der Grenzwerte gemäss SN EN 206-1/NE:2013 für den Karbonatisierungswiderstand in Frage gestellt, wo mit einem

Zeitexponenten von 0.40 gerechnet wurde. Es wurde gefolgert, dass die Grenzwerte für K_N in der SN EN 206 eventuell zu hoch angesetzt und damit langfristig Schäden möglich sind. Ausserdem kam die Karbonatisierung innerhalb des Beobachtungszeitraums von über 5 Jahren auch nicht zum Erliegen. [18].

Die Karbonatisierungstiefen vor der Umlagerung aus der Klimakammer in die Schnellkarbonatisierungskammer bei der Karbonatisierungsprüfung gemäss SIA 262/1, Anhang I, bzw. EN 12390-12 geben einen Hinweis auf die zu erwartenden Karbonatisierungskoeffizienten [4]. Der Einfluss der Hydratationszeit des Betons auf die Karbonatisierungstiefe vor Umlagerung (und damit den Karbonatisierungskoeffizienten) wird beim Vergleich der Ergebnisse bei der 3-tägigen Nachbehandlung + 25 Tage Abtrocknen in der Klimakammer bei 57% rLF und 20°C und 400 ppm CO₂ gemäss SIA 262/1 gegenüber der 28-tägigen Wasserlagerung plus 14 Tage Klimakammer gemäss EN 12390-12 deutlich (**Bild 13**).

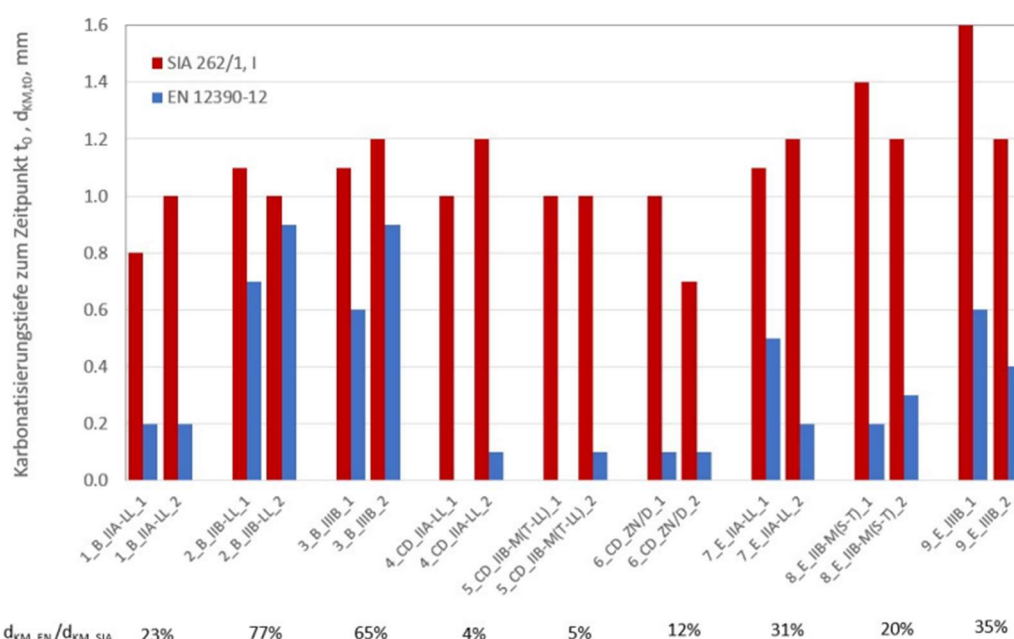


Bild 13: Karbonatisierungstiefen $d_{KM,10}$ der Prismen vor Umlagerung in die Schnellkarbonatisierungskammer bei Prüfung gemäss SIA 262/1, Anhang I und EN 12390-12 [33].

Die nur 3 Tage nachbehandelten PK zeigten deutlich höhere Karbonatisierungstiefen als die EN-Prüfkörper und die Unterschiede zwischen den Zementen mit deutlich unterschiedlichen Klinkergehalten waren vergleichsweise gering. Die Karbonatisierungstiefen der EN-Proben waren deutlich geringer und die Unterschiede zwischen den Bindemitteln gross, besonders im B-Beton mit dem geringsten Zement- und höchsten Wassergehalt. Die geringsten Karbonatisierungstiefen zeigte der klinkerreiche Referenzzement CEM II/A-LL, die höchsten Karbonatisierungstiefen der klinkerarme und reaktionsträge CEM III/B und der CEM II/B-LL mit einem hohen Anteil an praktisch nicht reaktivem Füller. CEM II/B-M und ein neuer ZN/D-Zement, beide mit je einem nicht reaktiven und einem reaktiven Inhaltsstoff, bildeten innerhalb 28 Tagen Wasserlagerung eine deutlich dichtere Struktur aus, die den KW massiv erhöhte. Die E-Betone zeigten generell höhere Karbonatisierungstiefen, was auf die künstlichen Mikroluftporen in dieser Betonsorte zurückzuführen ist [33].

Diese Ergebnisse zeigen, dass die Dauer der Nachbehandlung einen grossen Einfluss auf den KW hat. Hier sollte bei der Entwicklung von Prüfverfahren vor allem darauf abgestellt werden, welche Nachbehandlung und Bedingungen der Beton realistischerweise in der Baupraxis erfährt. Die Einbaubedingungen plus die Nachbehandlung in der Praxis, idealerweise gemäss den Vorgaben in der SIA 262 durchgeführt, aber praktisch kaum mit zusätzlicher Wasserzufuhr, führen

erfahrungsgemäss zu einer geringeren Betonqualität [58] [46]. Und schliesslich ist es diese Betonqualität am Bau und nicht die eines unter Idealbedingungen hergestellten Laborprüfkörpers, die für den Zustand des Bauwerks während der Nutzungsdauer ausschlaggebend ist.

Geht man also im Hochbau für die Betonsorte A davon aus, dass der Beton während der Nutzungsphase bis zur Bewehrung und darüber hinaus karbonatisiert, stellt sich die Frage, ab welcher Luftfeuchte es dann auch zur karbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion kommen kann, die zu Rostbildung und Abplatzungen führt.

Diesbezüglich zeigten die Prüfkörper bei unbewitterter Aussenlagerung im Stevenson-Screen (Jahresmittelwert der relativen Luftfeuchtigkeit zwischen 75 und 80%) hohe bis sehr hohe spezifische elektrische Betonwiderstände. Die Korrosionsabtragsrate war dementsprechend selbst bei stark vorkarbonatisierten Probekörpern tief und lag bei $1 \mu\text{m}/\text{Jahr}$ oder geringer. Daraus wurde gefolgert, dass, sollte bei unbewitterter Aussenlagerung die Korrosionsgeschwindigkeit auch bei anderen möglichen Randbedingungen (Betonzusammensetzung, Luft- bzw. Betonfeuchtigkeit) für praktische Belange vernachlässigbar sein, der Grenzwert für den Karbonatisierungswiderstand für die Expositionsklasse XC3 zu lockern oder ganz abgeschafft werden könnte. Bei der Revision der SN EN 206:2013+A2:2021 wurde der Grenzwert für XC3 von 5.0 auf $6.5 \text{ mm}/\text{J}^{1/2}$ angehoben. Für die Expositionsklasse XC4 ist gemäss [18] die Frage des Zeitexponenten (0.5 versus die bisher angenommenen geringeren Werte) und der Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit auf die Karbonatisierung entscheidend und daher wurde dort ggf. eine Verschärfung des Grenzwerts in Betracht gezogen.

Um zu ermitteln, wie sich die Karbonatisierung verschiedener Betone auf die Korrosion von Bewehrungsstahl auswirkt, wurden die Korrosionsraten durchkarbonatisierter Mörtel- und Betonproben mit CEM I, CEM II/B-LL, CEM II/B-M (T-LL) und CEM III/B mit w/z von 0.5 und 0.6 bei unterschiedlichen Feuchte- und Temperaturbedingungen während der Exposition untersucht [26]. Die Mörtel wurden nach dem Ausschalen bis 7 Tage bei 95% rel. Luftfeuchte, die Betone während 3 Monaten nachbehandelt. Während dieser langen Nachbehandlungszeit konnte sich auch bei den klinkerärmeren Betonen mit CEM III/B ein dichtes Gefüge ausbilden.

Die Proben wurden bei 4% CO_2 durchkarbonatisiert und danach bei unterschiedlichen Luftfeuchten und Temperaturen exponiert und der Korrosionsstrom gemessen.

Bei den Betonen dauerte es mit steigendem Klinkergehalt erwartungsgemäss länger, um die Probe durchzukarbonatisieren. Der Beton mit CEM II/B-LL hatte dabei den geringsten Karbonatisierungswiderstand, gefolgt von jenem mit CEM II/B-M, der etwa gleich schnell durchkarbonatisierte wie der Beton mit CEM III/B.

Es wurde ab einer Korrosionsrate von $1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ (entspricht ca. $12 \mu\text{m}/\text{J}$) von einem mittleren Korrosionsrisiko ausgegangen. Es zeigte sich, dass vor allem die Feuchtebedingungen während der Exposition die Korrosionsrate der Bewehrung am stärksten beeinflussten, bei den Mörteln mehr als die Zementsorte, der w/z oder die Temperatur (5°C bis 40°C). Eine Korrosionsrate von $1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ wurde bei 95% rel. Luftfeuchte von keinem Beton erreicht, so dass bei dieser Exposition ein geringes bis kein Korrosionsrisiko ausgewiesen wurde (**Bilder 14, 15**). Eine nennenswerte Korrosion fand erst bei einer relativen Luftfeuchte während der Exposition $> 99\%$ statt. Bei einem w/z von 0.6 und nassen Bedingungen erreichten alle Betone mit Kompositzementen Werte $> 1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. Ein Einfluss der Zementart war ersichtlich. Die höchsten Korrosionsraten zeigten die Betone mit CEM II/B-LL und CEM III/B. Der Einfluss des w/z (0.5 oder 0.6) war vergleichbar mit dem der Zementart.

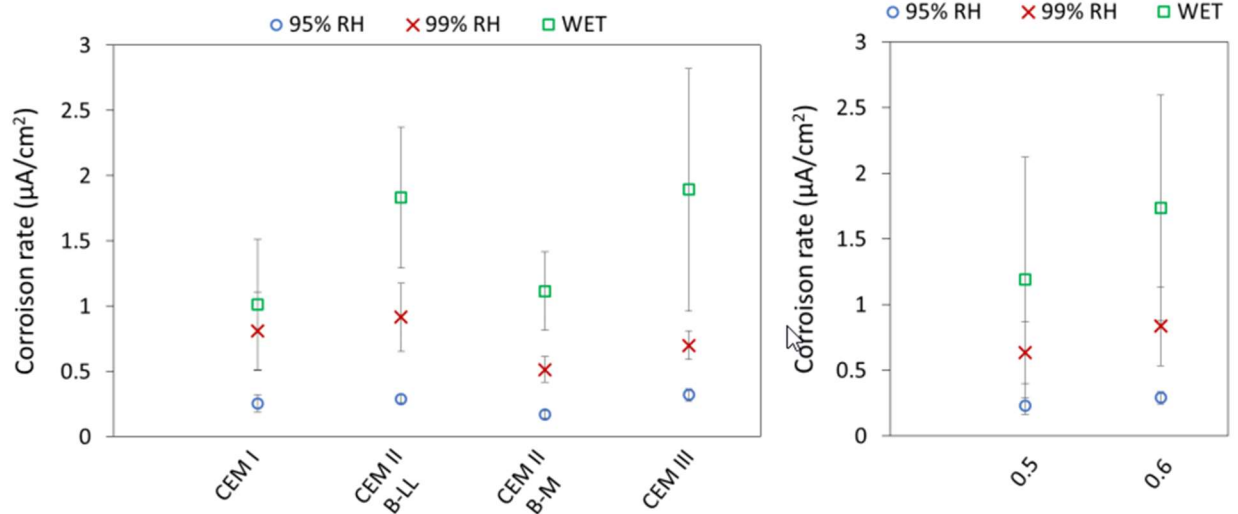


Bild 14: Korrosionsraten von Mörtelproben $8 \times 8 \times 0.6 \text{ cm}^3$ vs. Zementart (a) und w/z (b). Symbole zeigen jeweils den Mittelwert der Korrosionsraten, die Balken die Standardabweichung (4 Proben). $1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ entspricht ca. $12 \mu\text{m}/\text{J}$. Nachbehandlung vor der Durchkarbonatisierung: Ausschalen nach 1 Tag, bis 7 Tage 95% rel. LF. Aus: [26].

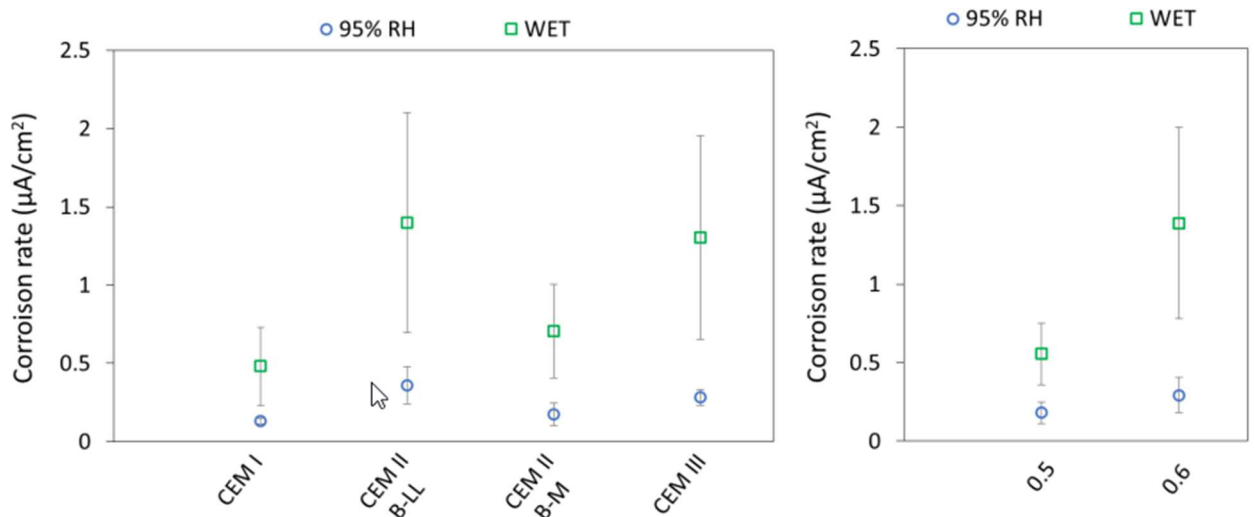


Bild 15: Korrosionsraten von Betonproben $15 \times 15 \times 4 \text{ cm}^3$ vs. Zementart (a) und w/z (b). Symbole zeigen jeweils den Mittelwert der Korrosionsraten, die Balken die Standardabweichung (4 Proben). $1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ entspricht ca. $12 \mu\text{m}/\text{J}$. Nachbehandlung vor der Durchkarbonatisierung: Ausschalen nach 1 Tag, bis 3 Monate bei 95% rel. LF. Aus: [26].

Der bekannte Zusammenhang zwischen Porosität und Korrosionsrate [27] wurde auch durch [26] bestätigt. Dort wurden Betonproben mit unterschiedlichen Zementen und w/z-Werten von jeweils 0.5 und 0.6 vor der Karbonatisierung 3 Monate bei 95% rLF nachbehandelt. Die wasserzugängliche Porosität korreliert jeweils exponentiell mit der Korrosionsrate für unterschiedliche Feuchtebedingungen (**Bild 16**).

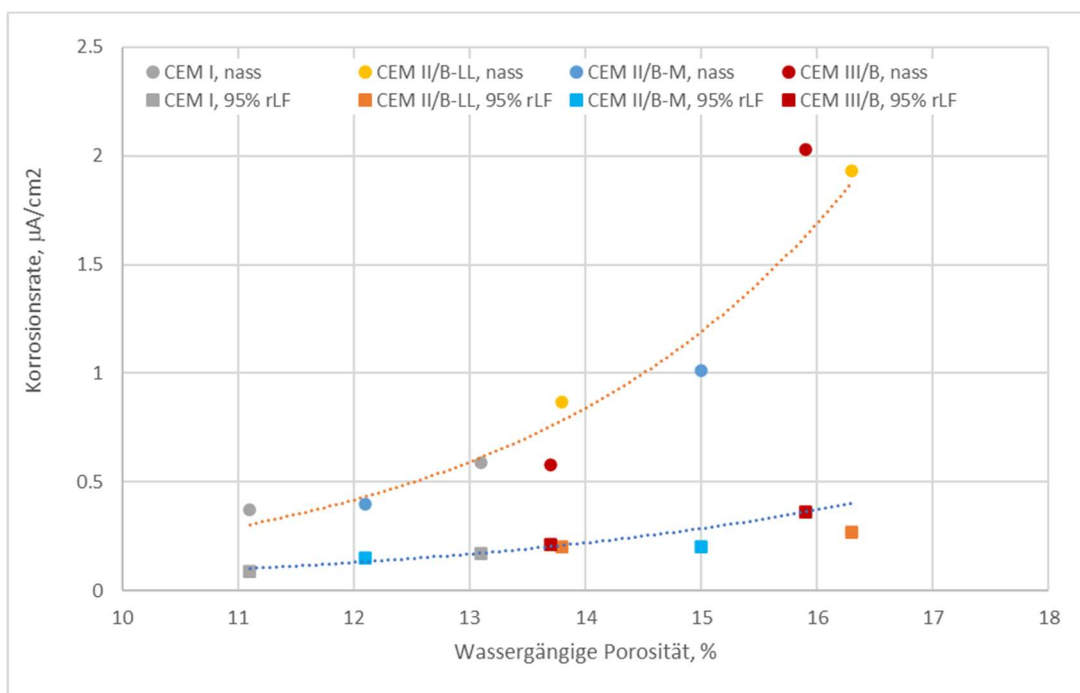


Bild 16: Porosität versus Korrosionsrate von Betonproben mit unterschiedlichen Zementen und w/z von jeweils 0.5 und 0.6 bei unterschiedlichen Feuchtebedingungen. Daten aus [26]. $1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ entspricht etwa $12 \mu\text{m}/\text{Jahr}$.

Aufgrund der Ergebnisse aus [26] und [31] wurden die normativen Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand für die Expositionsklasse XC3 (unbewitterte Bauteile im Hochbau, feuchte Räume) angehoben, da nasse Bedingungen oder sehr hohe Luftfeuchten, die zu Korrosion mit höheren Abtragsraten führen können, bei dieser Exposition nicht anzutreffen sind.

Es wäre zu untersuchen, welche Korrosionsraten unter den verschiedenen Feuchtebedingungen erreicht werden würden, wenn die Betone gemäss der Baupraxis und der SIA 262 nachbehandelt werden, nämlich max. 12 Tage für Nachbehandlungsklasse 3 bei 20°C unter Folie, d.h. ohne zusätzliche Wasserzugabe, anstelle von 3 Monaten bei 95% rel. Luftfeuchte, d.h. mit Wasserzugabe, in [26]. Es darf erwartet werden, dass im Praxisfall das Gefüge der Betone deutlich weniger dicht sein würde, die Porosität und Wasserpermeabilität damit höher, der Karbonatisierungswiderstand geringer und die Korrosionsraten als Funktion der Porosität höher. Möglicherweise setzt die Korrosion durch die höhere Porosität auch bereits bei geringeren relativen Luftfeuchtigkeiten ein.

Gemäss dem exponentiellen Zusammenhang zwischen Porosität und Korrosionsrate wäre zu prüfen, wie stark sich eine deutlich kürzere Nachbehandlung ohne zusätzliche Wasserzufuhr, wie sie in der Baupraxis erfolgt, vor allem für klinkerärmere Zemente und Bindemittelsysteme auf die Korrosionsgeschwindigkeit der Bewehrung auswirkt.

Die Unterschiede zwischen den mittels Schnellprüfung gemäss SIA 262/1 und bei zweieinhalbjähriger bewitterter und unbewitterter Exposition ermittelten Karbonatisierungskoeffizienten von Mörteln und Betonen wurden von [65] [36] untersucht. Für Mörtel mit unterschiedlichen Bindemitteln, von CEM I ohne und mit Zugabe von Kalksteinmehl, Mikrosilika oder Portlandit bis CEM III/B, ergab der gemäss SIA 262/1 berechnete Karbonatisierungskoeffizient bei 1 und 4% CO_2 praktisch die gleichen Ergebnisse. Eine starke Korrelation ergab sich zwischen dem K_N der Schnellkarbonatisierungsprüfung und dem Verhältnis w/CaO_r . Korrelationen des K_N mit Porositätsparametern, O_2 -Diffusivität oder Druckfestigkeit wurden nicht beobachtet. Hierbei sei erwähnt, dass die Proben 28 Tage nachbehandelt wurden, um den Einfluss des Hydratationsfortschritts aufgrund der unterschiedlichen Bindemittel gering zu halten. Untersuchungen von 2.5 Jahre

ausgelagerten Mörtelproben in unbewitterter und bewitterter Exposition haben ergeben, dass sich bei bewitterter Exposition gegenüber der unbewitterten einerseits die K_N stets verminderten – um wieviel, hing dabei aber vom Bindemittel ab. Am stärksten profitierten Mörtel mit CEM III/B von der erhöhten Feuchte, sowohl bei unbewitterter und umso mehr bei bewitterter Exposition. Hier kam es zu einer überproportional grossen Abnahme des Karbonatisierungskoeffizienten. Ausserdem verringerte sich für die Mörtel in bewitterter Exposition die Korrelation zwischen K_N und CO_2 -Pufferkapazität, denn nun beeinflussen weitere Parameter wie Feuchtigkeitsaufnahme durch kapillare Kondensation oder kapillares Saugen und Verdunsten den Karbonatisierungsfortschritt. Diese Studie zeigt also die Grenzen der Schnellprüfung des Karbonatisierungswiderstands von Betonen mit unterschiedlichen Bindemitteln auf. Besonders für Mörtel und Betone mit grossen Mengen an Hüttensandmehl kann die Schnellprüfung sowie die unbewitterte Lagerung den sich unter bewitterten Bedingungen entwickelnden Karbonatisierungswiderstand unterschätzen [65] [36].

4.9 Auslaugung bei dauernasser bzw. dauerfeuchter Exposition

Für die dauernasse bzw. dauerfeuchte Exposition soll an dieser Stelle noch kurz auf die Auslaugbarkeit von Betonen eingegangen werden, die durch die Wasserleitfähigkeit als Hauptparameter für Transportprozesse massgeblich beeinflusst wird. Die Auslaugung beinhaltet das Herauslösen von Portlandit als am leichtesten lösliches Hydratationsprodukt von Portlandzementen, aus dem Zementstein durch weiches, d.h. kalziumkarbonatarmes, belüftetes, und damit CO_2 -haltiges, Wasser. Dabei wird der pH-Wert in der Porenlösung abgesenkt (**Bild 17**), was potentiell zur Depassivierung allfällig vorhandener Bewehrungsstäbe und zu deren Korrosion führen kann.

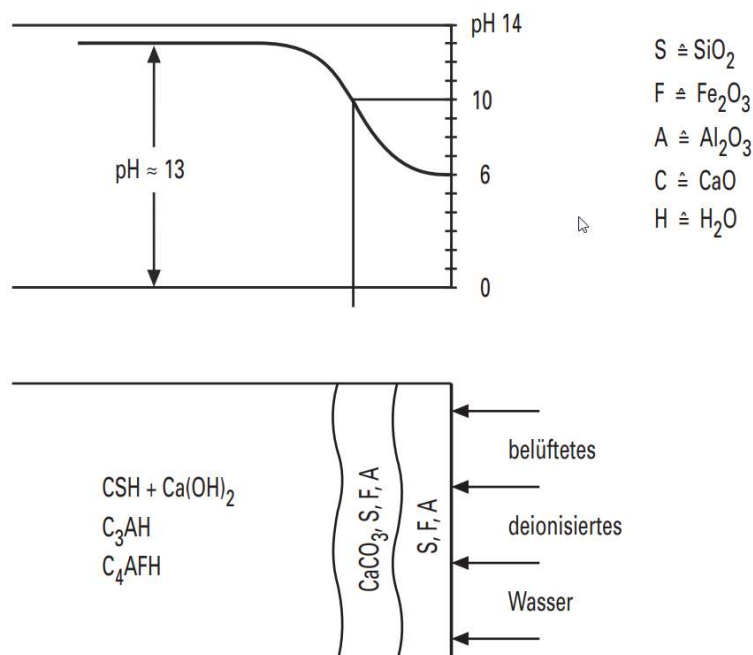


Bild 17: Schematische Darstellung der Reaktionsprodukte und des pH-Wertes bei Auslaugung von Beton durch Einwirkung von belüftetem, deionisiertem Wasser [39].

Eigentlich handelt es sich beim Kontakt von Beton mit weichem, belüftetem Wasser um einen schwachen Säureangriff, der langfristig zur Entkalkung aller Hydratationsprodukte führen kann, so dass nur die unlöslichen Bestandteile wie SiO₂ und Fe₂O₃ zurückbleiben, die an der Oberfläche zu einer Braunfärbung führen können [39]. Allerdings werden beim Angriff von belüftetem Wasser, das durch den Kontakt mit der Atmosphäre auch immer CO₂ enthält, aus Portlandit und

anderen gelösten Ca-haltigen Phasen auch Kalziumkarbonat gebildet. Dieses und die ausgelaugte Schicht wirken als Schutzschichten und wirken damit einem Fortschreiten der Auslaugung entgegen. Der im intakten Zementstein verbleibende Portlandit sowie noch nicht hydratisierte Klinkerphasen führen dazu, dass in der Praxis kein nennenswerter Abtrag von Bausubstanz erfolgen kann, umso mehr, da normalerweise der Beton nicht mit sehr weichen, kalziumarmen, sondern mit mittelharten bis hartem Wasser in Kontakt kommt, das bereits gelöstes Kalzium enthält, so dass die zusätzliche Auflösung kalziumhaltiger Phasen aus dem Zementstein deutlich herabgesetzt wird [39]. Bei Einwirkung von mittelhartem Leitungswasser im Kalk-Kohlensäure-Gleichgewicht [66] wurde an Zementmörteln kein Abtrag festgestellt, da sich unter diesen Bedingungen eine Schutzschicht aus Kalziumkarbonat an der Betonoberfläche bildet [66]. Ein Fortschreiten der Portlanditauflösung und Karbonatisierung im Kontakt mit belüftetem Leitungswasser kann nur dann stattfinden, wenn diese Schutzschicht, z.B. durch Reinigung mit Hochdruckwasserstrahl oder durch saure Reinigungsmittel, entfernt und intakter Beton freigelegt werden würde, was aber für einen Hochbaubeton der Sorte A nicht realistisch erscheint.

Auch nach jahrzehntelanger Exposition mit strömendem, weichem, weitgehend im Kalk-Kohlensäure-Gleichgewicht stehendem Wasser werden Betonbauwerke durch Auslaugung in ihrer Standsicherheit nicht beeinträchtigt [67] [68]. So wurden an Betonplatten mit $w/z \leq 0,6$, die für 29 Jahre in sehr weichem Wildwasser (ca. 3°dH) ausgelagert waren, Abtragstiefen von nur wenigen Millimetern ermittelt [68].

[25] verglich die Karbonatisierung von 28 Tage lang in Folie (20°C , 97% rLF) nachbehandelten und 3 Wochen bis zur Massenkonstanz vorgelagerten EN-Normmörtelproben mit CEM I, CEM II/B (33% KSM), CEM III/B und einer Labormischung eines «CEM IV/B» (CEM I plus 45%FA, 5%SF) und unterschiedlichen w/z (0.5, 0.4, 0.65) bei moderater Feuchte in Anlehnung an die Bedingungen gemäss SIA 262/1_Anhang I und bei 90% relativer Luftfeuchte (XC2) bei 1 bzw. 0.4% CO_2 . Unter XC2-Bedingungen kam es dabei zu einer deutlich geringeren Karbonatisierung (**Bild 18**). Parallel wurden Proben einerseits in Wasser bei konstantem pH von max. 6.5 und beschleunigt in einer 6M Ammoniumnitratlösung bei einem pH von max. 8.5 ausgelaugt. Die Ergebnisse korrelierten mit denen der Karbonatisierungsprüfungen, d.h. die Proben mit einem hohen KW laugten in Ammoniumnitrat deutlich weniger aus (**Bild 18, Bild 19** [25]). Dabei sind die Korrelationskoeffizienten im System Ammoniumnitrat-Auslaugung – Schnellkarbonatisierung deutlich abhängig vom Bindemittel, vor allem von dessen CO_2 -Pufferkapazität, während sie im System natürliche Auslaugung – Karbonatisierung bei 90% rLF über alle Bindemittel korrelieren (**Bild 18**). Möchte man das Auslaugverhalten unter XC2-Bedingungen im Schnelltest mit der beschleunigten Karbonatisierungsprüfung korrelieren, wären für Bindemittel mit hoher, mittlerer und geringer CO_2 -Pufferkapazität separate Korrelationen zu erstellen (siehe **Bild 19** links mit Korrelationsgeraden).

Das Auslaugen der Mörtel durch Lösung des Portlandits und später des C-S-H und anderer Hydratphasen führt für alle Bindemittel zu einer deutlich erhöhten kapillaren Wasseraufnahme. Die Karbonatisierung dagegen führte für CEM I zu einer geringeren kapillaren Wasseraufnahme, bei «CEM II/B» war sie unverändert, bei CEM III/B war sie bei w/z 0.4 geringer und bei w/z 0.5 und 0.65 höher bzw. deutlich höher. Bei der CEM IV/B-Zusammensetzung war sie bei allen w/z höher als bei ausgelaugten Proben, was auf die Karbonatisierung von C-S-H und C-A-S-H zurückgeführt werden kann und bisherige Erfahrungen, z.B. von [43] und [69], bestätigt.

Die Auslaugung mit Ammoniumnitrat führte also vor allem bei Mörteln mit klinkerarmen Bindemitteln CEM III/B und «CEM IV/B» zu einer deutlich geringeren kapillaren Wasseraufnahme im Vergleich zur Schnellkarbonatisierung gemäss SIA 262/1, Anhang I [25]. Ursache dafür ist vermutlich die während der Auslaugung im Gegensatz zur Schnellkarbonatisierung nach SIA 262/1, Anhang I fortschreitende Hydratation und damit einhergehende Gefügeverdichtung.

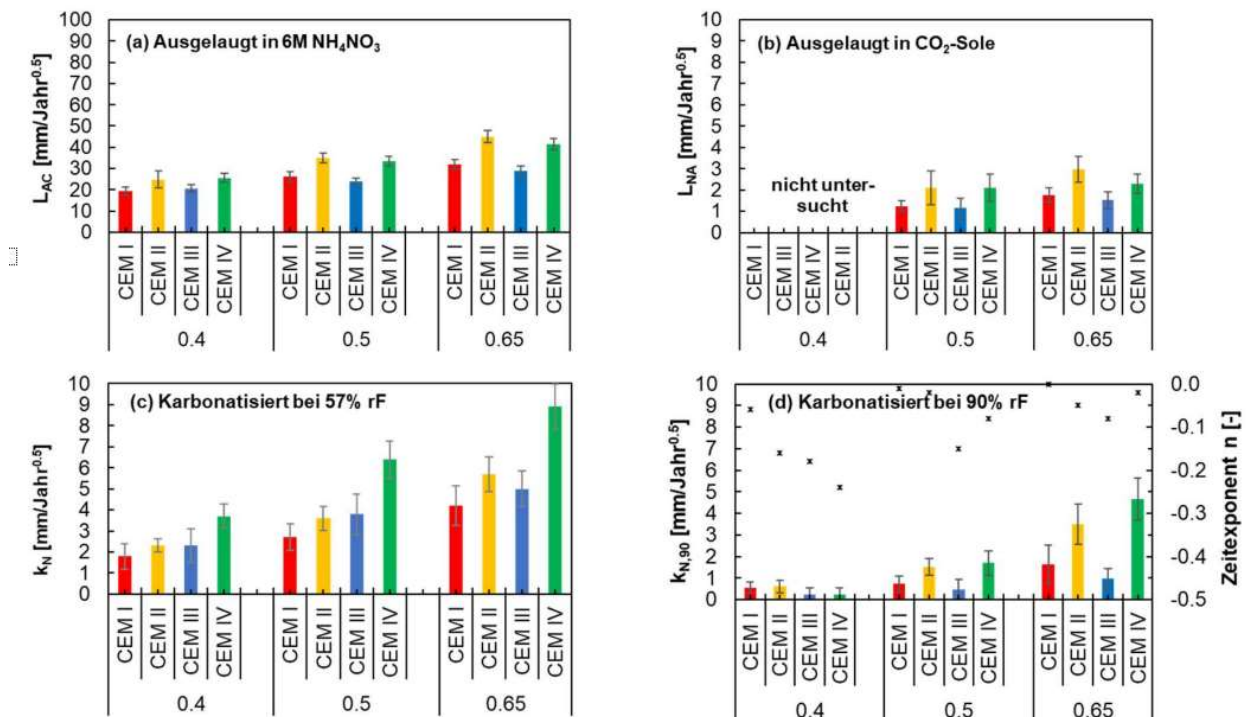


Bild 18: Auslaugraten bei 20°C in 6M Ammoniumnitratlösung, in CO₂-haltigem Wasser (oben) und Karbonatisierungsraten bei 20°C und 57 bzw. 90% rLF (unten; aus: [25]).

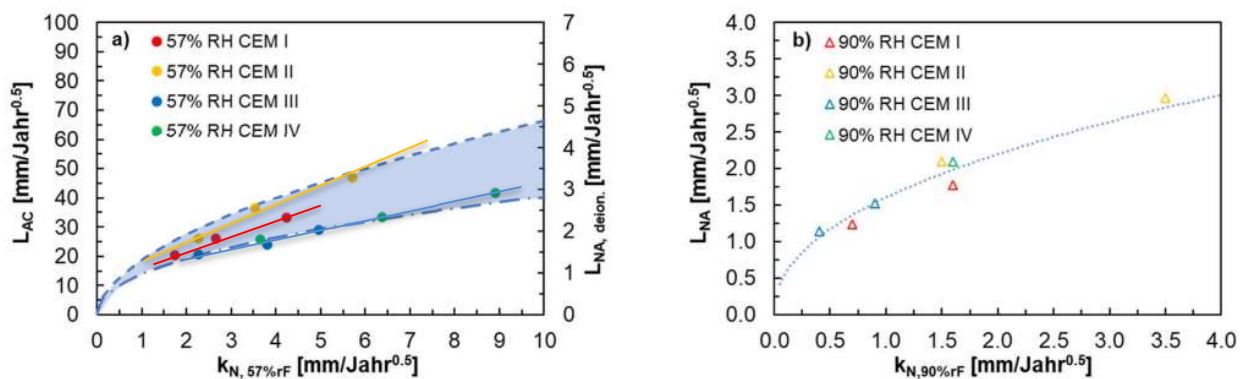


Bild 19: Auslaugraten in Ammoniumacetat (links) bzw. deionisiertem Wasser (rechts) versus Karbonatisierungsraten bei 57% rLF (links) und 90% rLF (rechts), stets bezogen auf 400 ppm CO₂. (Daten: [25]).

Während der Karbonatisierungskoeffizient in [25] bekanntermassen gut mit dem Verhältnis w/CaO_r korreliert, wird das auch bei den Auslaugraten beobachtet (**Bild 20**). Noch besser und über alle Bindemittel korrelieren letztere aber mit dem Verhältnis $w/(CaO_r + SiO_{2,r})$ (**Bild 21**). Die Berücksichtigung des reaktiven Siliziumdioxids, $SiO_{2,r}$, trägt der Bildung von C-S-H aus $SiO_{2,r}$ und dem reaktiven Kalziumoxid, CaO_r , bei fortschreitender Hydratation Rechnung, was zu einer im Vergleich zur Karbonatisierung geringeren Porosität und damit zu geringeren Auslaugraten führt [25].

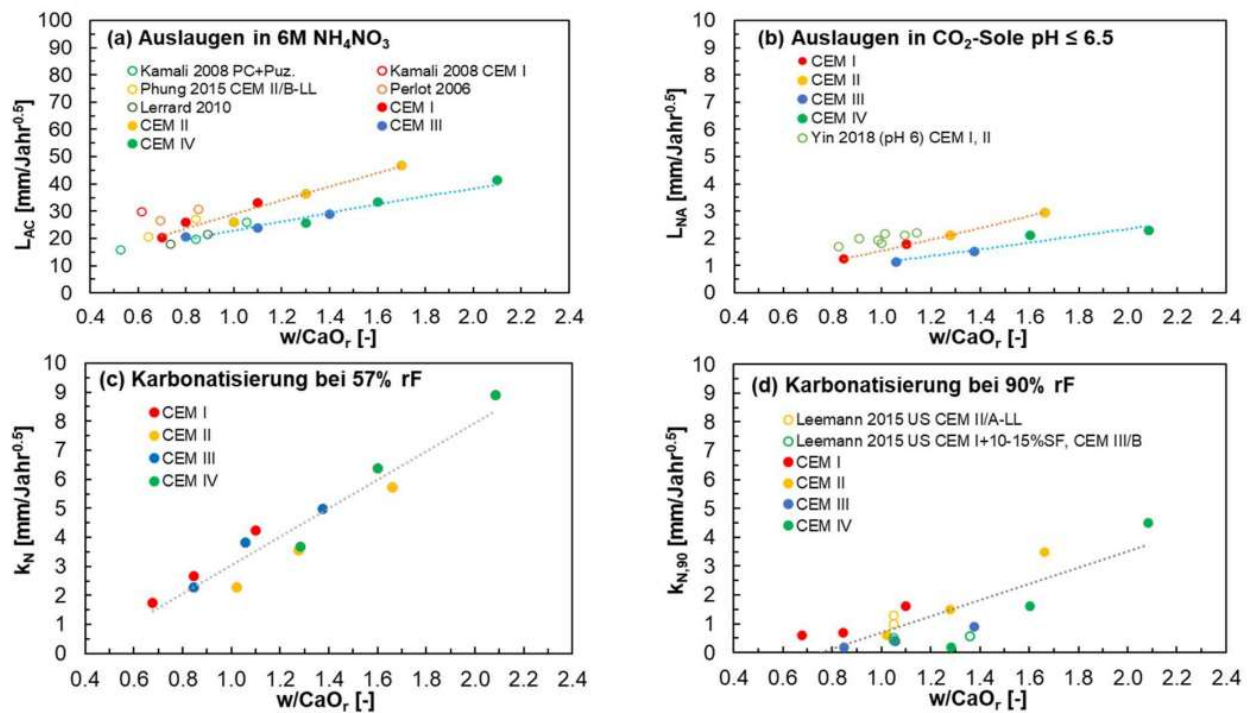


Bild 20: Auslaugraten in Ammoniumacetat bzw. deionisiertem Wasser (oben) bzw. Karbonatisierungsraten bei 57% rLF und 90% rLF (unten) versus w/CaO_r ([25]).

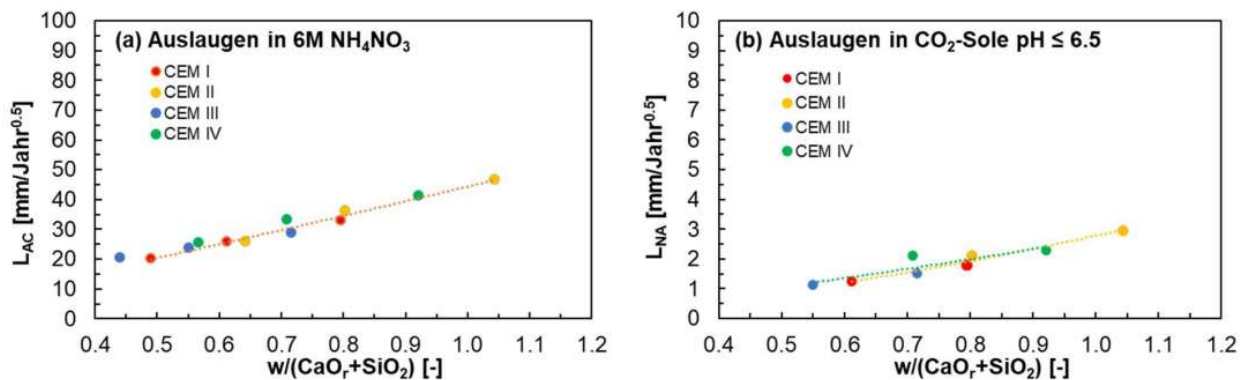


Bild 21: Auslaugraten versus w/(CaO_r + SiO_{2,r}). (Daten: [25]).

4.10 Karbonatisierungskoeffizienten von Betonen der Sorte A

Die Karbonatisierungskoeffizienten von Betonen der Sorte A mit Mindestzusammensetzung gemäss SN EN 206 lagen in [35] zwischen 3.4 und 4.1 mm/J^{1/2} für CEM I und CEM I mit 22% Hüttensandmehl. Bei gleicher Wasserdosierung ist hier der Gehalt an reaktiven CaO_r entscheidend für den Karbonatisierungswiderstand. Mit abnehmendem Gehalt an reaktivem CaO_r im Bindemittel nahm der K_N entsprechend zu (**Bild 22**).

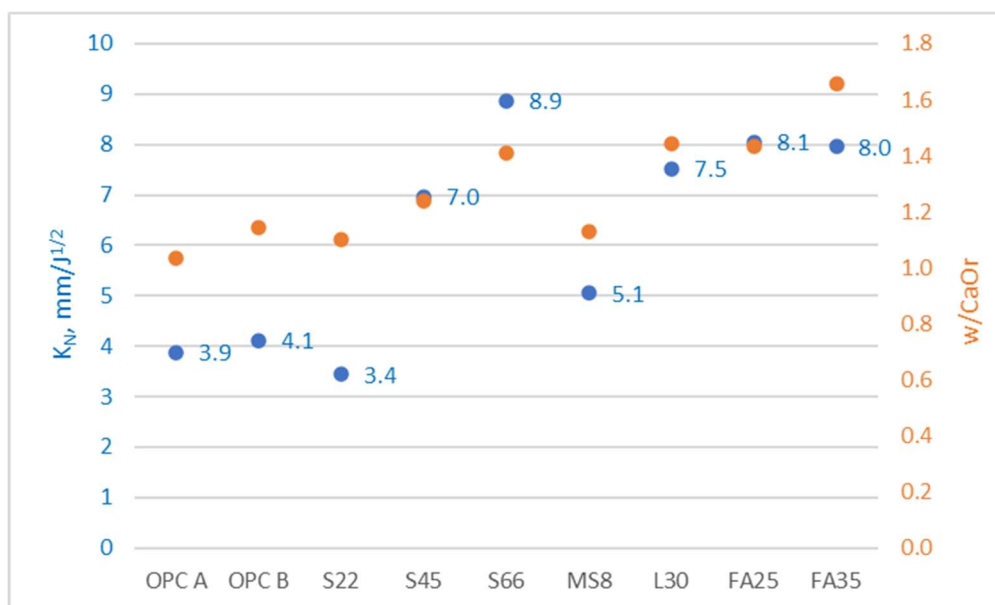


Bild 22: Karbonatisierungskoeffizienten K_N gemäss Schnellkarbonatisierung nach SIA 262/1_I und $w/CaOr$ von A-Betonen mit Mindestzusammensetzung und unterschiedlichen Zementen. (Daten: [35], umgerechnet auf 400 ppm CO_2).

[25] diskutierte das Korrosionsrisiko durch Karbonatisierung bei XC2-Exposition und schätzte für eine Bewehrungsüberdeckung c_{min} von 30 mm einen Karbonatisierungskoeffizienten K_N von max. 7.8 mm/J^{0.5} ab. Die A-Betone mit 25% Flugasche und darüber sowie 66% Hüttensandmehl in Studie [35] haben diesen Wert überschritten (**Bild 22**).

Studie [35] untersuchte auch die Karbonatisierung bei 70 und 80% relativer Luftfeuchtigkeit (rLf) und erhielt für 80% rLf Abminderungsfaktoren des Karbonatisierungskoeffizienten von 0.27-0.37 für A-Betone mit CEM I und CEM mit 8% SF oder 22% Hüttensandmehl und 0.47 bis 0.75 für A-Betone mit klinkerärmeren Bindemitteln. Betone mit w/z 0.40 und 380 kg/m³ Bindemittel zeigten eine deutlich höhere Abnahme der Karbonatisierungskoeffizienten bei 80% rLf, nämlich Abminderungsfaktoren von 0.01 bis 0.02 für klinkerreiche und 0.05 bis 0.17 für klinkerärmere Bindemittel.

Für das Korrosionsrisiko durch Auslaugung bei XD1/XD2a (CH)-Exposition schätzte [25] bei 30 mm Bewehrungsüberdeckung c_{min} eine Auslaugrate (mit Ammoniumacetat) L_{AC} von max. 65 mm/J^{0.5} ab.

4.11 Fazit zur Prüfung des KW für XC1 und XC2 (Betonart A und A-ND)

4.11.1 Nass/selten trockene Exposition bei XC2

Es wurde anhand des Karbonatisierungsmechanismus aufgezeigt, dass bei nasser und selten trockener Exposition (XC2, z.B. Fundamente) der Beton deutlich weniger stark karbonatisieren wird. Dabei nimmt die Abminderung des Karbonatisierungskoeffizienten mit abnehmendem $w/CaOr$ ab [35].

Das wurde auch durch die Bestimmung der Karbonatisierungstiefe von bis zum Alter von 28 Tagen in Wasser nachbehandelten Betonen für die Schnellkarbonatisierungsprüfung gemäss EN 12390-12:2021 belegt [33] [70]. Die Karbonatisierungstiefen waren bei B-Betonen mit CEM II/A-LL, CEM II/B-LL und CEM III/B mit 0.2-0.7 mm am höchsten, für C-Betone mit <0.1 mm am geringsten und für E-Betone mit künstlichen Luftporen lagen sie dazwischen.

Bei A-Betonen ist unter trockenen Bedingungen XC1 durch die vergleichsweise Porosität mit hohen Karbonatisierungstiefen zu rechnen [35]. Die nur geringe Karbonatisierung unter nassen Bedingungen sowie auch die hohe Karbonatisierung bei relativen Luftfeuchten um 60% wurde von zahlreichen Quellen beschrieben ([4] [71] [72] [73]).

4.11.2 Trockene Exposition bei XC1

Bei der Exposition XC1 unter trockenen Bedingungen von Innenräumen beträgt die relative Luftfeuchte üblicherweise 20-50%. Unter diesen Bedingungen geht die Karbonatisierung zwar nicht mit maximaler Geschwindigkeit vor sich (**Bild 10**), aber dennoch kann davon ausgegangen werden, dass die Karbonatisierungsfront unter raumtrockenen Bedingungen im Laufe der Nutzungsphase die Bewehrung bei normgerechter Überdeckung nach SIA 262:2013, d.h. 20 mm für XC1, erreichen kann. So wurden nach 64 Tagen in A-Betonen mit 200-300 kg/m³ CEM II/A-LL Karbonatisierungstiefen zwischen 20 und 23 mm gemessen [47]. Allerdings wird es im karbonatisierten Beton bei raumtrockenen Bedingungen nicht zu einer signifikanten Bewehrungskorrosion kommen, da die nötige Feuchte dafür fehlt [18] [38].

Würden sich die Umgebungsbedingungen hingegen nachträglich, z.B. durch Umnutzung, auf nass/selten trockene (XC2) oder wechselfeuchte (XC4) Bedingungen ändern, dann ergäbe sich ein hohes Korrosionsrisiko. Bei mässiger Feuchte (XC3) wäre das Korrosionsrisiko wegen der limitierten Feuchtezufuhr weniger hoch [21]. Soll dieses Risiko karbonatisierungsbedingter Korrosion durch nachträglich geänderte Exposition von trocken auf nass, wechselnde oder feuchte Bedingungen ausgeschlossen werden, müsste dafür gesorgt werden, dass die Karbonatisierungsfront auch unter der geänderten Exposition die Bewehrung in der Nutzungsphase nicht erreicht. Damit müssten für alle Betone Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand gemäss XC3 bzw. XC4 gestellt werden.

Diese Betrachtungen gelten für Betone nach deskriptivem Ansatz inkl. klinkerarme Betone mit neuen Zementen gemäss SIA 2049 und für Betone nach Anhang ND gleichermaßen.

4.12 Überlegungen zur Absenkung der Anforderungen an die Betonzusammensetzung der Sorte A für XC1 und XC2 nach Vorbild der DIN 1045-2

An der Startbesprechung wurde von der Begleitgruppe zusätzlich zu den Fragestellungen der Projektausschreibung auch die Frage aufgeworfen, ob eine Absenkung der Vorgaben der Mindestzusammensetzung für Betone mit XC1 und XC2 (Sorte A) nach dem Vorbild der deutschen DIN 1045-2 möglich wäre.

Die DIN 1045-2 sieht für Betone für die Exposition XC1 und XC2 einem max. w/z von 0.75, einen Mindestzementgehalt von 240 kg/m³ (bei 32 mm Grösstkorn) und eine Mindestdruckfestigkeitsklasse von C 16/20 vor. Zwischen 2019 bis 2021 entfielen auf diese Festigkeitsklasse lediglich zwischen 1.5 und 1.7% der Betonproduktion in Deutschland [74]. Hier wäre das potenzielle Marktvolumen für Beton dieser Festigkeitsklasse im Hochbau in der Schweiz zu eruieren. Für Stahlfaserbetone gilt gemäss Richtlinie des DafStb Stahlfaserbeton für XC1 und XC2 hingegen bereits die Mindestdruckfestigkeitsklasse C 20/25. Diese Festigkeitsklasse wiesen zwischen 2019 bis 2021 ca. 12% der deutschen Transportbetone auf [74].

Die minimale Bewehrungsüberdeckung gemäss DIN 1045-1 für Betonstahl beträgt für XC1 10 mm und für XC2 /XC3 20 mm. In der Schweiz werden gemäss SIA 262 für XC1 c_{nom} von 20 mm ohne Toleranz nach unten (auch wegen Brandschutz) und für XC2/XC3 35 mm mit 10 mm Toleranz nach unten für geschalte Flächen, also minimal 25 mm, gefordert. Beide Vorgaben liegen über denen der DIN.

Gemäss einer Analyse auf Basis des fib Model-Codes [75] können bei den Expositionsklassen XC2 (ständig nass), XS1/XD1, XC4 mit den deskriptiv in DIN 1045 geforderten Betonqualitäten (maximaler Wasser/Zement-Wert, zulässige Bindemittel) und Mindestbetondeckungen unter ungünstigen Annahmen auf Seiten der Einwirkung Zuverlässigkeiten gegenüber dem Grenzzustand „Depassivierung“ von $\beta \geq 1,5$ erreicht und damit die normativen Anforderungen erfüllt werden.

Für die Expositionsklassen XC1 (trocken), XC3, XS2/XD2 und XS3/XD3 werden bei Einhaltung der deskriptiv gestellten normativen Anforderungen auf der Widerstandsseite und ungünstigen Annahmen auf Seite der Einwirkung für den Grenzzustand „Depassivierung“ z. T. deutlich geringere Zuverlässigkeiten erreicht [76] [21]. Für Bauteile mit der Exposition XC1 (trocken) ist ein Nachweis des KW jedoch nicht sinnvoll, da aufgrund der fehlenden Feuchtigkeit das Risiko der Korrosion der Bewehrung nach Depassivierung vernachlässigbar gering ist [77]. Auch für XC3 ist das Risiko der Bewehrungskorrosion gering, kann aber wegen zeitweiser erhöhter Feuchtigkeit nicht ausgeschlossen werden. Der Nachweis kann in diesem Fall mit einer reduzierten Zielzuverlässigkeit β von 0.5 geführt werden [77].

Mit diesen Regelungen weist Deutschland im Europäischen Vergleich hohe max. w/z-Werte und vergleichsweise geringe Mindestzementgehalte auf, und dies schon seit 1968. Zu dieser Zeit wurden bereits Hochofenzemente (CEM III) verwendet. Diese Regelungen standen im Widerspruch zu Lebensdauerbetrachtungen auf Grundlage des fib-Modelcodes und des Positionspapiers der DAfStb [77]. Dennoch haben weder die Bauaufsicht noch die im DAfStb organisierten Kreise das Vertrauen in die deutschen Regelungen verloren. So kam es zu keinen Anträgen zur Anpassung der Normvorgaben. Ebenso wenig wurden dem DAfStb dokumentierte Korrosionsschäden vorgelegt, die im Zusammenhang gestanden hätten mit den derzeit gültigen deskriptiven Vorgaben für die Betone und den darin enthaltenen Zementen [78]. Dennoch wird auch seitens VDZ diskutiert, dass die Vorgaben bzgl. w/z und Mindestzementgehalt gemäss DIN-Norm aus einer Zeit stammen, wo der Portlandzementanteil ca. 70 % betrug versus 30% heutzutage. Diese technischen Vorgaben entsprechen daher nicht dem Trend zu klinkereffizienten Zementen, besonders mit erhöhten Anteilen von 20% und darüber an nicht reaktiven Bestandteilen wie Kalksteinmehl und anderen [79].

Dies ist auch hinsichtlich der Diskussion bezüglich einer Übertragbarkeit weicherer preskriptiver Vorgaben auf die Schweiz ist zu beachten. Klinkerarme Zemente beinhalten dort ebenfalls erhöhte Anteile an nicht reaktiven Materialien, die nicht, wie etwa das Hüttensandmehl im CEM III, zur Ausbildung einer dichten Mikrostruktur und verfeinerten Poren beitragen. Würde man die deskriptiven Anforderungen nach deutschem Vorbild herabsetzen wollen, müsste der Einfluss auf den KW und andere Dauerhaftigkeitseigenschaften systematisch untersucht werden. Eine grobe Abschätzung des bei einem solchen Beton (240 kg/m^3 Zement, w/z 0.75) zu erwartenden KW auf der Basis der Korrelation zwischen K_N und w/CaO_r (**Bild 6**) würde bei Verwendung von CEM II/B-LL einen K_N von etwa $9 \text{ mm/J}^{1/2}$ und darüber ergeben, bei Verwendung von ZN/D läge der w/CaO_r über 2 und damit ausserhalb des untersuchten Bereichs.

4.13 Der Karbonatisierungswiderstand im Kontext der Exposure Resistance Classes (ERC)

Das ERC-Konzept entspricht einem leistungsbezogenen Entwurfsverfahren, bei dem neben den Dauerhaftigkeitseigenschaften des Betons auch die Bewehrungsüberdeckung einbezogen wird. Für den Karbonatisierungswiderstand sieht das ERC-Konzept verschiedene Widerstandsklassen XRC vor, bei denen der Karbonatisierungswiderstand der Betone an die jeweilige Bewehrungsüberdeckung gekoppelt ist (**Bild 23**). Die Art der Einführung dieses Konzepts wird derzeit auf nationaler Ebene diskutiert.

Eine Untersuchung des VDZ [80] zur Vergleichbarkeit der Anforderungen der ERC-Klassen XRC2, XRC5 und XRC7 mit den seitens Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt) angewendeten Grenzwerten für die Karbonisierungstiefe (mit Vorlagerung von 7 oder 28 Tagen) von Feinbetonen zeigte, dass alle untersuchten Betone die Anforderungen an die Karbonisierungsrate nach DIBt erfüllten, die ERC-Klasse XRC 5 aber nur bei Klinkergehalten von mindestens 250 kg/m^3 Beton (Bereich 3) zielsicher erreicht werden kann (**Bild 24**).

Damit würde die Anwendung des ERC-Konzepts höhere Klinkermengen im Beton oder, über die Anwendung höherer ERC-Klassen, eine höhere Bewehrungsüberdeckung erfordern. Beides erhöht die CO_2 -Emissionen und steht damit im Gegensatz zum Ziel des DAfStb, bis 2045 die Klimaneutralität der Betonbauweise in Deutschland zu erreichen.

| ERC | Exposure class (Carbonation) | | | | | | | |
|---------|------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | XC1 | | XC2 | | XC3 | | XC4 | |
| | Design service life (years) | | | | | | | |
| | 50 | 100 | 50 | 100 | 50 | 100 | 50 | 100 |
| XRC 0,5 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 |
| XRC 1 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 15 | 10 | 15 |
| XRC 2 | 10 | 15 | 10 | 15 | 15 | 25 | 15 | 25 |
| XRC 3 | 10 | 15 | 15 | 20 | 20 | 30 | 20 | 30 |
| XRC 4 | 10 | 20 | 15 | 25 | 25 | 35 | 25 | 40 |
| XRC 5 | 15 | 25 | 20 | 30 | 25 | 45 | 30 | 45 |
| XRC 6 | 15 | 25 | 25 | 35 | 35 | 55 | 40 | 55 |
| XRC 7 | 15 | 30 | 25 | 40 | 40 | 60 | 45 | 60 |

NOTE 1 The designation of XRC classes for resistance against corrosion induced by carbonation is derived from the carbonation depth [mm] (characteristic value 90 % fractile) assumed to be obtained after 50 years under reference conditions (400 ppm CO₂ in a constant 85 %-RH environment and at 20 °C). XRC has the dimension of a carbonation rate [mm/√(years)].

NOTE 2 The recommended minimum concrete cover values $c_{min,cur}$ assume execution and curing according to EN 13670 with at least Execution Class 2 and Curing Class 2.

NOTE 3 The minimum covers can be increased by an additional safety element $\Delta c_{cur,y}$ considering special requirements (e.g. more extreme environmental conditions).

„Trade-off“ between
 - concrete performance
 - concrete cover
 - service life

Increase in minimum concrete cover due to decrease in carbonation resistance

Definition of the carbonation behavior under reference conditions

Source: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules - Rules for buildings, bridges and civil engineering structures - DRAFT prEN 1992-1-1; September 2021

Bild 23: Minimale Überdeckung zum Erreichen des Karbonatisierungswiderstands gemäss dem neuen Eurocode 2 (Quelle: [79]).

Deshalb vertritt der VDZ den Standpunkt, dass das bestehende deskriptive Konzept bis mindestens 2030 erhalten bleiben sollte [80]. Als Grundlage dienen soll der Annex P des Eurocodes E DIN EN 1992-1-1:2021-10. Das ERC-Konzept gemäss Richtlinie des DAfStb und Abschnitt 6.4 des Eurocodes E DIN EN 1992-1-1:2021-10 soll in Deutschland nicht normativ umgesetzt werden. Die ERC-Richtlinie des DAfStb könne im Einzelfall vereinbart werden [78]. Dafür wäre ein Klinkergehalt von mindestens 70 kg/m³ Beton und ein Mindestleimvolumen nach Tab. 14.6 in E DIN 1045-2:2022 einzuhalten. Ansonsten gibt es keine deskriptiven, sondern nur leistungsbezogene Anforderungen. Es sind 3 XRC- und drei XRDS-Klassen definiert.

Ferner empfiehlt der VDZ, beide Konzepte in der Umsetzung strikt zu trennen, denn deskriptiv freigegebene Systeme erfordern keine Prüfungen. Bei Anwendung des ERC-Konzepts sollte zudem ein Monitoring der Bauwerke erfolgen, um Erfahrungen zu sammeln. Der ins ERC-System eingebaute Sicherheitspuffer für die Vergleichbarkeit zum deskriptiven Ansatz solle so gewählt werden, dass die Ziele zu Dekarbonisierung und Ressourceneffizienz nicht verunmöglicht werden.

Heute werden in Deutschland ohne Veränderung der gültigen Grenzwertrezepturen CEM III/A und CEM II/C-M-Zemente mit ca 50% Klinker eingesetzt, die die Vorgaben des DIBt erfüllen. Für noch klinkerärmere Zemente soll es künftig möglich sein, über allgemeine bauaufsichtliche Anwendungszulassungen produktspezifische Anwendungsregeln zu erwirken. So könnte künftig der w/z der Grenzzusammensetzung für diese Freigaben herabgesetzt werden, damit die Vorgaben des DIBt, die unverändert gelten würden, auch von deutlich klinkerärmeren Zementen erfüllt werden könnten [78].

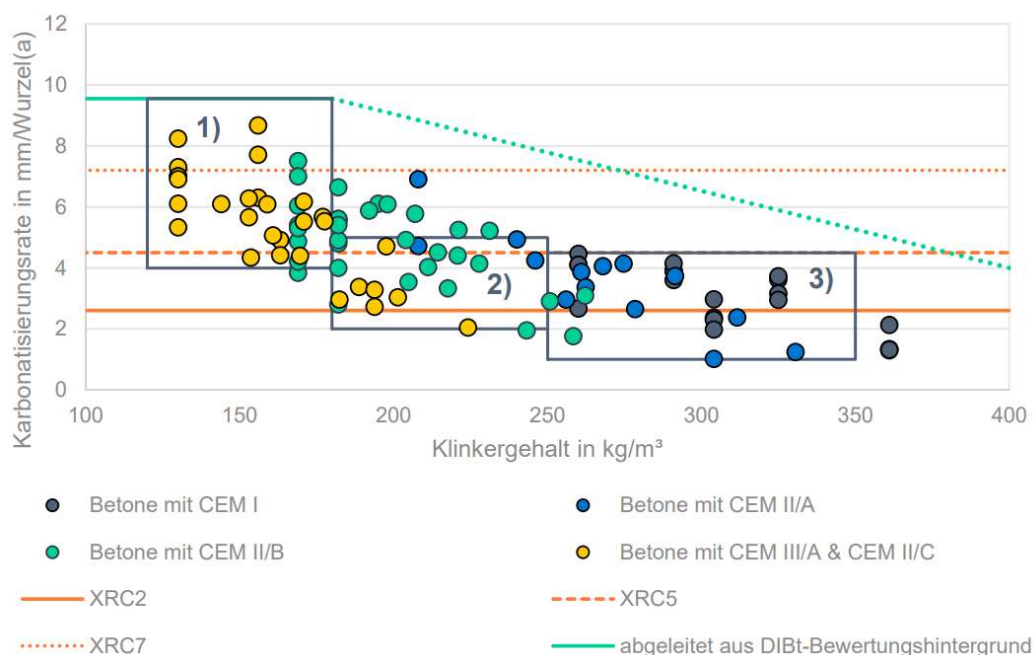


Bild 24: Klinkergehalt versus Karbonatisierungsrate und Einordnung nach ERC-Klassen von Betonen mit verschiedenen Zementen [80].

Derzeit gilt in Deutschland für XC1 und XC2 ein max. w/z von 0.75, ein Mindestzementgehalt von 240 kg/m³ und eine min. Druckfestigkeitsklasse von C 16/20. Diese Druckfestigkeitsklasse machte jedoch in 2021 nur 1.5% an der Gesamtproduktion aus, Tendenz fallend [81]. Für XC3 gelten ein maximaler w/z von 0.65, Mindestzementgehalt von 260 kg/m³ und Mindestdruckfestigkeitsklasse C 20/25 (11.6% der Gesamtproduktion in 2021). Für XC4 gelten ein maximaler w/z von 0.60, Mindestzementgehalt von 280 kg/m³ und Mindestdruckfestigkeitsklasse C 25/30 (42% der Gesamtproduktion in 2021).

Gemäss [82] schlägt der DBV für XC4 und einer Nutzungsdauer von 50 Jahren mit NBK3 für XRC 5 mit $c_{\min, \text{dur}}$ 25 mm (entspricht c_{nom} von 35 mm) einen Karbonatisierungskoeffizienten k_{NAC} , ermittelt bei natürlicher CO₂-Konzentration und 7 Tage Vorlagerung, von max 4.5 mm/J^{1/2} vor. Mit 3 Tagen Vorlagerung gemäss SIA 262/1, Anhang I, wäre dieser Wert höher.

Gemäss langjähriger Daten des ibac zwischen 1987 und 1993 wird dieser k_{NAC} bei einem maximalen w/z von 0.50 meist erreicht, wobei klinkerärmere Zemente (in diesen Daten CEM II/B-Zemente verschiedener Zusammensetzung sowie CEM III/A und CEM III/B, diesen Wert auch überschreiten können. Ein ähnliches Bild ergibt sich für XRC 7 mit einem max. k_{NAC} von 7.2 mm/J^{1/2} und einer $c_{\min, \text{dur}}$ von 45 mm (entspricht c_{nom} 55 mm). Hier überschreiten CEM II/B- und CEM III-Betone bei max. w/z von 0.60 und 0.65 (**Bild 25**). Ähnliche Tendenzen gibt es mit CEM II/C-Zementen (**Bild 26**). Damit kann die Verwendung klinkerärmerer Bindemittel bei Anwendung eines leistungsbezogenen Entwurfskonzepts zur Notwendigkeit kompensierender Massnahmen führen, z.B. zur Erhöhung des Bindemittelgehalts und/oder zur Reduktion der Wasserzugabe, um den Ziel- k_{NAC} zu erreichen. In gleicher Weise sollten auch die Grundlagen für den deskriptiven Ansatz angesichts der immer klinkerärmeren Bindemittel überprüft und nötigenfalls angepasst werden.

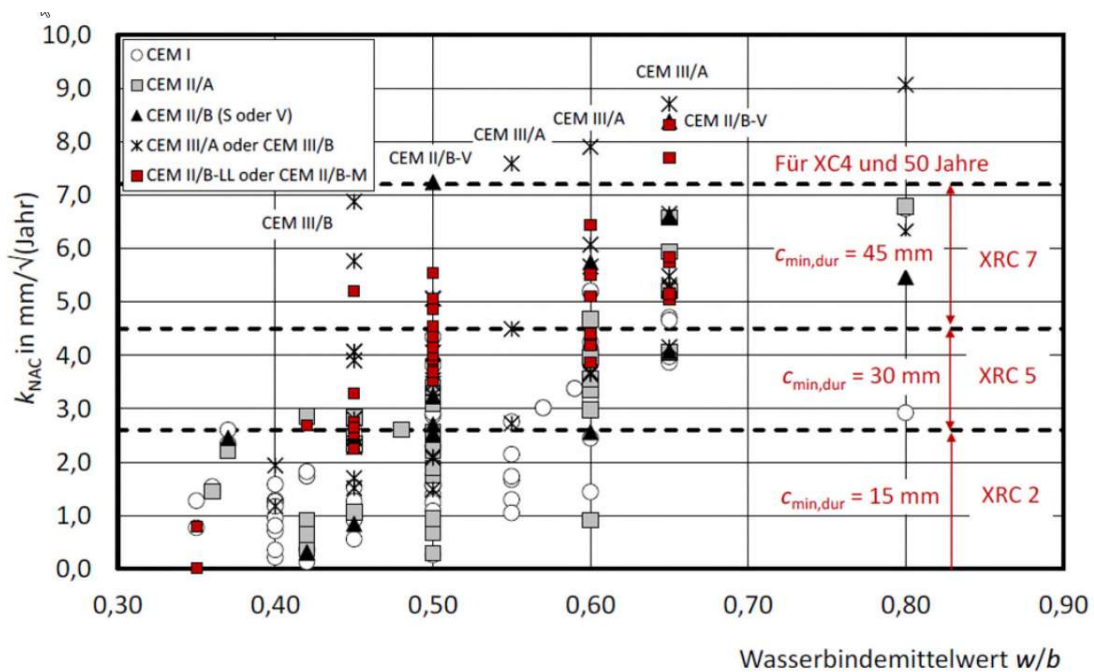


Bild 25: Karbonatisierung versus w/z und Zementart [83].

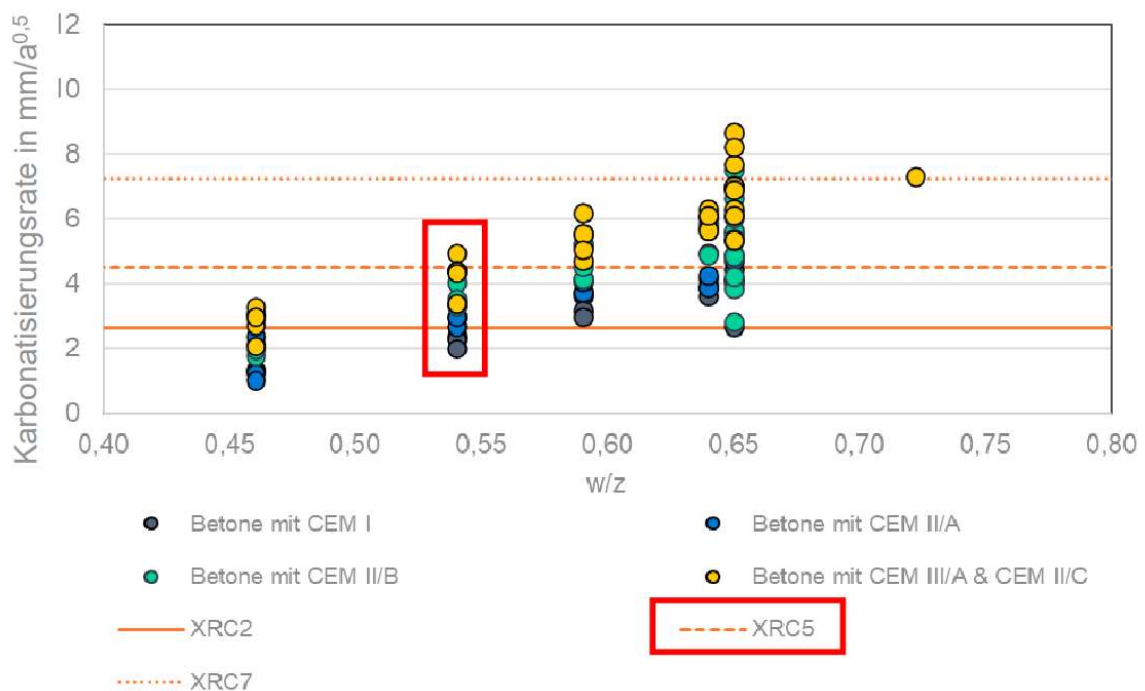


Bild 26: Karbonatisierung versus w/z und Zementart [84].

In [79] ist die Anwendung eines ERC-basierten Performance-Ansatzes in Kombination mit preskriptiven Elementen eingehend beschrieben. Ziel in Deutschland ist, dass zumindest Betone mit mindestens 50% Klinker im Zement auch unter ERC verwendet werden können, ohne dass die bestehenden Limiten in der Zusammensetzung, Überdeckung und Nachbehandlung zu ändern wären. In erster Linie ist beabsichtigt, den informativen Anhang P des neuen Eurocode 2

anzuwenden, d,h, den Ansatz ohne ERC basierend auf EN 1992-1-1:2004. Der ERC-Ansatz kann jedoch als Alternative zum deskriptiven Ansatz verwendet werden. Dies bedeutet mehr Freiheiten für den Betonhersteller, aber auch einen höheren Prüfaufwand und das Voraussetzen einer höheren Kompetenz in der Betontechnologie. Der Nachweis der Eignung der Betone erfolgt über Performance-Prüfungen mit Einteilung in Klassen. Die Einführung des ERC-Ansatzes gemäss EN 1992-1-1:2021-10 für Deutschland als DAfStb-Richtlinie ist geplant wie folgt [79]:

- Betrifft Expositionsclassen XC1 bis XC4, XF1, XA1, XS1, XD1 (ca. 80% des RMX-Markts in Deutschland)
- Performance-Prüfungen für XC1 bis XC4 und XD1/XS1 in Kombination mit einer Mindestdruckfestigkeitsklasse von C20/25, um XF1 zu gewährleisten, wenn gefordert
- Alle Festigkeitsclassen, Konsistenzclassen F1 bis F6 und Zementarten gemäss EN 197-1, EN 197-5 und DIN 1164 sind erlaubt
- Betonzusatzstoffe Typ I und II gemäss EN 12620 (+5.1.6 (6) des Deutschen Anhangs zur EN 206 (DIN 1045-2) für Kalksteinfüller), EN 450 (FA), und EN 15167 (Hüttensandmehl) sowie Betonzusatzstoffe mit technischer Zulassung können verwendet werden
- Der k-Wert Ansatz gemäss DIN 1045-2 (inkl. Schlitzwand- und Pfahlbetone) entfällt.
- Es bleiben folgende deskriptive Regeln:
 - Minimaler Klinkergehalt von 70 kg/m³ Beton zum Erhalt der Alkalität (vor allem über Ca(OH)₂) um die Passivierung der Bewehrung sicherzustellen (abgeleitet vom minimalen Zementgehalt nach DIN 1045-2 von 270 kg/m³, einer FA-Zugabe*0.25 und dem tiefsten Klinkergehalt eines CEM III/B gemäss DIN EN 197-1).
 - Minimales Leimvolumen in Abhängigkeit von der maximalen Korngrösse der Gesteinskörnung ab Konsistenzklasse F3 und ab Festigkeitsklasse C 25/30 (**Tabelle 3**). Alternativ dazu kann auch eine erweiterte Erstprüfung vorgenommen werden, inkl. Bestimmung der Mischzeit, Prüfung der Konsistenzentwicklung bis 90 Minuten und des Blutens [79].

| Max. grain size | Minimum values for the paste volume ^{a,b,c} in l/m ³ | | | |
|------------------|--|-----|-----|-----|
| | F3 | F4 | F5 | F6 |
| D _{max} | | | | |
| 32 | 270 | 280 | 290 | 300 |
| 22 | 275 | 285 | 295 | 305 |
| 16 | 280 | 290 | 300 | 310 |
| 8 | 295 | 305 | 315 | 325 |

^a Special aggregates (e. g. crushed aggregates) may require a higher paste volume

^b Does not apply to concrete according to the DAfStb guidelines "Massive components made of concrete" and "Concrete construction when handling water-polluting substances".

^c The paste volume is to be calculated from the volumetric proportions of cement, additions and the effective water content.

Tabelle 3: Minimales Leimvolumen in Abhängigkeit von D_{max} der Gesteinskörnung (Kies und Sand) ab Konsistenzklasse F3 und ab Festigkeitsklasse C25/30, Aus [79].

Für die Schweiz wäre unter Beibehaltung der derzeitigen Bewehrungsüberdeckungen c_{nom} gemäss SIA 262 von 35 mm für XC3 (entspricht c_{min} 25 mm) und 40 mm für XC4 (entspricht c_{min} 30 mm), auf der Basis von **Bild 23** die Einführung der Klasse XRC 5 möglich. Diese entspricht bezüglich K_N und Überdeckung der heutigen XC4 (50 Jahre). Eine Klasse XRC 6.5 entspräche bezüglich K_N der heutigen XC3, hätte aber mit c_{min} von 38 mm bzw. c_{nom} von 48 mm eine höhere Bewehrungsüberdeckung zu erfüllen als die heutigen 35 mm (50 Jahre). Auch für XC4 ist die

Überdeckung aufgrund des höheren K_N erhöht. Die nötige Überdeckung kann jedoch national angepasst werden.

Die Klasse XRC 7 würde mit ihrem noch höheren K_N und weiter erhöhter Überdeckung (c_{nom} von 50 bzw. 55 mm für XC 3 bzw. XC4) bei 50 Jahre Nutzungsdauer bzw. weitere 15 bis 20 mm mehr für 100 Jahre Nutzungsdauer klinkerärmere Bindemittel ermöglichen.

In diesem Zusammenhang wird der derzeitige Umrechnungsfaktor des Karbonatisierungskoeffizienten aus der Schnellprüfung auf den für die Diffusion bei natürlicher CO_2 -Konzentration in einer laufenden Studie für klinkerärmere und RC-Betone überprüft.

5 CHLORIDWIDERSTAND

5.1 Überblick zum Chloridwiderstand von Beton

Der Widerstand, den ein Beton dem Eindringen von Chloriden entgegensetzt, ist eine entscheidende Eigenschaft für Stahlbeton in Kontakt mit Meerwasser oder Tausalz. Dringen Chloride in den Beton ein, kann der Bewehrungsstahl stark korrodieren. Der dabei typische Lochfrass führt zur Reduktion des Bewehrungsdurchmessers und damit zur Reduktion der Tragfähigkeit des Bauwerks. Chloridinduzierte Korrosion ist eine der Hauptschadensursachen von Stahlbeton und verursacht hohe Instandsetzungskosten.

Chloride dringen durch kapillares Saugen einerseits und Diffusion andererseits in den Beton ein. Die Diffusion kann für stationäre Verhältnisse durch das erste, für nicht stationäre Verhältnisse durch das zweite Fick'sche Gesetz beschrieben werden. Die Details dazu sind in [85] und [86] dargelegt. Ein Voraussagemodell für Beton ohne nennenswerte initiale Chloridbelastung wäre **Gleichung 5.1** [86]:

$$C(x,t) = C_{surface,app} \cdot \operatorname{erfc}\left(\frac{x}{2\sqrt{D_{app} \cdot t}}\right) \quad \text{Gleichung 5.1}$$

$C(x,t)$ - Chloridkonzentration in Tiefe x zur Zeit t

$C_{Surface,app}$ - Oberflächenkonzentration

D_{app} – scheinbarer Chloriddiffusionskoeffizient (entspricht dem Chloriddiffusionskoeffizient unter nicht stationären Bedingungen)

Der Term «apparent» trägt dem Fakt Rechnung, dass es sich nicht um einen reinen Diffusionskoeffizienten, sondern um einen Transportkoeffizienten handelt, der auch gebundene Chloride einschliesst und auch andere Transportprozesse als die Diffusion einschliesst.

Mit der **Formel 5.1** kann der Diffusionskoeffizient aus einem Chloridprofil ermittelt werden. Wenn D_{app} bekannt ist, kann die Entwicklung des Chlorideintrags über die Zeit vorausgesagt werden.

Andere Arbeiten benutzen zur Beschreibung der Chloriddiffusion eine abgewandelte Form des zweiten Fick'schen Gesetzes, bei der der Diffusionskoeffizient zeitabhängig ist [87] [88] [89] [90]. Labor- und Feldstudien zeigten, dass der Chloridwiderstand infolge Alterung mit der Zeit zunimmt gemäss der **Gleichung 5.2** [89]:

$$\frac{D(t)}{D_0} = \left(\frac{t_0}{t}\right)^\alpha \quad \text{Gleichung 5.2}$$

- D_0 Chloriddiffusionskoeffizient zur Anfangszeit t_0
 $D(t)$ Chloriddiffusionskoeffizient zur Zeit t
 α Alterungsfaktor

D_0 kann mittels Fitting der Kurven der gemessenen Chloridprofile in den Bohrkernen bestimmt werden. Auch der Alterungsfaktor α kann bestimmt werden. Erfahrungswerte aus der Praxis zeigen Alterungsfaktoren um 0.6 [91] [87]. [46] ermittelten dagegen bei Messungen des Chloridwiderstands von Tiefbaubetonen (Sorten D bis G) verschiedener Bauwerke (Brüstungen, Widerlagerwände, Wände und Decken, Brückenkappen und Stützmauern) im Alter von 28 Tagen (TT2) und im höheren Alter (ca. 1 Jahr, TT3) Alterungskoeffizienten von 0.1 bis 0.2 und damit eine deutlich geringere Abnahme des Migrationskoeffizienten über die Zeit (**Bild 27**).

[86] beschrieb für Probekörper von Betonen mit CEM I plus Hüttensand, Flugasche oder Silikastaub eine deutliche Abnahme von D_{app} bis zu einem Alter von ca. 2.5 Jahren. Danach nahmen die D_{app} bis zur letzten Messung bei knapp 13 Jahren deutlich weniger ab. Betone mit CEM I und einem w/z von 0.35 oder 0.50 hingegen zeigten keine wesentliche Abnahme des D_{app} .

Die chloridinduzierte Korrosion wird dann initiiert, d.h. in Gang gesetzt, wenn auf Bewehrungshöhe ein kritischer Chloridgehalt, C_{crit} , erreicht ist. Dieser kritische Chloridgehalt, der gemäss Literatur stark streut [92], hängt von einer Vielzahl von Faktoren ab, vor allem von der Schnittstelle Stahl-Beton und dem Potenzial des Stahl, ausserdem vom pH-Wert der Porenlösung, von der Art des Bindemittels und seines Hydratationsgrades, vom w/z- bzw. w/b-Wert, von der Feuchte, Temperatur, der Zusammensetzung des Stahls, der Sauerstoffverfügbarkeit an der Stahloberfläche etc. [92]. [93] schlug die in der **Tabelle 4** angegebenen Werte für C_{crit} vor.

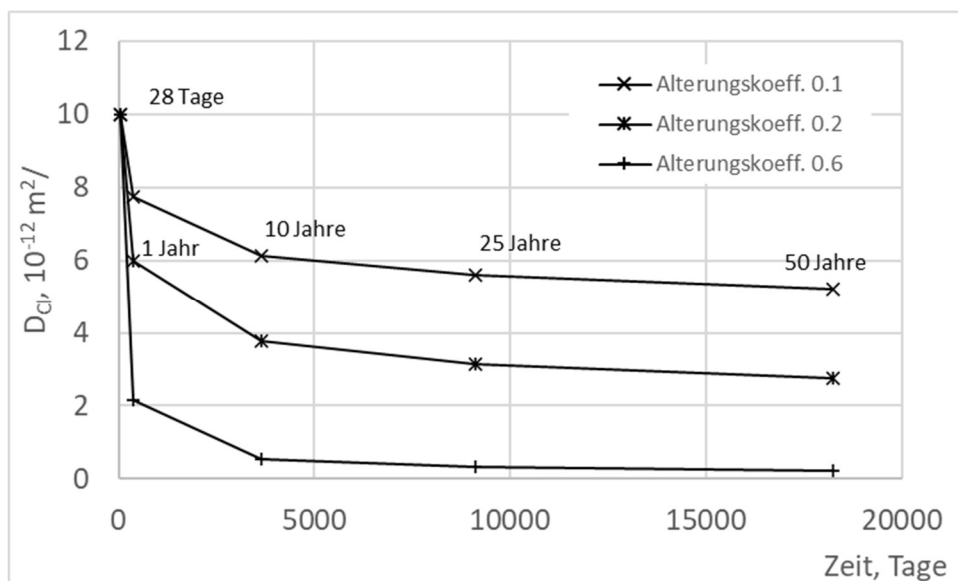


Bild 27: Einfluss des Alterungskoeffizienten auf die Abnahme des Chloridmigrationskoeffizienten D_{CL} mit der Zeit, schematisch für einen D_{CL} nach 28 Tagen von $10 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ [46].

| Cl ⁻ : % of cement weight | Cl ⁻ : % of concrete weight (supposed 440 kg cement/m ³) | Probability for corrosion of reinforcement |
|--------------------------------------|--|---|
| > 2.0 | > 0.36 | Certain |
| 1.0–2.0 | 0.18–0.36 | Probable |
| 0.4–1.0 | 0.07–0.18 | Possible |
| < 0.4 | < 0.07 | Minimal |

Tabelle 4: Kritische Chloridgehalte nach [93] (aus: [88]).

[92] erarbeitete eine Literaturstudie zum kritischen Chloridgehalt, zu den Einflussfaktoren und Messmethoden. Die zusammengetragenen C_{crit} von ausgelagerten Betonen und realen Bauteilen aus Veröffentlichungen von 1975 bis 2004 variieren zwischen 0.1 und 1.96 Gesamtchlorid (Gew.-% Bindemittel). Das Bindemittel war entweder nicht bekannt, bestand aus OPC und nur selten aus Kompositen mit Flugasche, Hüttensandmehl und Silikastaub. C_{crit} von Stäben, die unter Laborbedingungen in zementösem Material (OPC, sulfatbeständiger Portlandzement, Schnellzement, Komposite mit Hüttensand, Flugasche, Silikastaub oder unbekannt) eingebettet und analysiert worden waren, variierten zwischen 0.04 und 8.34 Gesamtchlorid (Gew.-% Bindemittel) in Studien, die zwischen 1959 und 2008 entstanden waren. Auch die Messmethoden wurden in dieser Studie evaluiert. Man kam zum Schluss, häufig die Messbedingungen einen grösseren Einfluss auf das Ergebnis hatten als die untersuchten Parameter (z.B. Art des Bindemittels) und dass eine Vielzahl von Methoden ungeeignet waren, realistische und für Service-Life-Design-Betrachtungen nutzbare Resultate zu erbringen. Daher wird oft auf Langzeiterfahrungen mit bestehenden Bauwerken abgestellt, die jedoch zum grossen Teil aus OPC erstellt worden waren. Daher stellen [92] einen Bedarf für eine praxisorientierte Prüfmethode fest und schlagen auch entsprechende Messbedingungen vor.

Gemäss SIA 262/1, Anhang B, einer beschleunigten Migrationsprüfung mit angelegter Spannung, wird der Chloriddiffusionskoeffizient wie folgt bestimmt (**Gleichungen 5.3, 5.4**):

$$D_{Cl} = \frac{z}{t} \cdot (x_d - 1,5462 \cdot \sqrt{z \cdot x_d}) \quad \text{in m}^2/\text{s} \quad \text{Gleichung 5.3}$$

$$z = 8,619 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{h_T}{U} \quad \text{in m} \quad \text{Gleichung 5.4}$$

- h Höhe des Prüfkörpers, in m
- T absolute, mittlere Temperatur der KOH und KOH mit NaCl während des Versuchs, in K
- x_d mittlere Eindringtiefe der Chloridionen der beiden Prüfkörperhälften, in m
- U Mittelwert der Spannung zu Beginn und am Ende des Versuchs, in V
- t effektive Messzeit, in s

Der Chloridwiderstand (CW) eines Betons wird vor allem von seinem Porenvolumen und von seiner Porenstruktur und damit von seiner Durchlässigkeit (Permeabilität) bestimmt, durch die die Porenlösung mit darin gelösten Chloriden diffundieren kann. So wurden in porösen Bereichen wie der ca. 25 um dicken Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementstein, deren Porenvolumen auf 30 bis 50 Vol.-% geschätzt wird, Chloridanreicherungen nachgewiesen [94].

Der CW eines Betons hängt damit stark von seinem w/z bzw. w/b ab, der die Porosität massgeblich bestimmt [95] [96], aber auch vom Alter und damit Hydratationsgrad des Betons und der erfahrenen Nachbehandlung [97], die beide die Dichtigkeit seiner Mikrostruktur bestimmen.

Auch der Grad der Auslaugung spielt eine entscheidende Rolle, da diese durch die Auflösung von Portlandit zu einer Erhöhung der Porosität führt [98].

Die Art des Bindemittels kann den Chloridwiderstand eines Betons einerseits durch seine Hydratationsgeschwindigkeit, und damit durch die Geschwindigkeit der Ausbildung einer dichten

Mikrostruktur, und durch das Chloridbindevermögen der Hydratphasen beeinflussen [99] [100] [101] [102]. Wenn das Chlorid in Hydratphasen gebunden wird, kann es dadurch nicht weiter transportiert werden. Es wird als Friedels Salz ($\text{Ca}_4\text{Al}_2\text{Cl}_2(\text{OH})_{12} \cdot 4\text{H}_2\text{O}$) gebunden oder an C-S-H absorbiert [103]. Damit spielen vor allem die Menge an C-S-H und Aluminaten für das Chloridbindevermögen eines Betons eine Rolle.

Das Chloridbindevermögen der Hydratphasen ist jedoch für den Chloridwiderstand eines Betons nur von untergeordneter Bedeutung [96] [104]. Wichtiger ist eine dichte Mikrostruktur mit geringer Porosität, die sich auch in einer entsprechend hohen Druckfestigkeit äussert [104] (**Bild 28**). Auch die Karbonatisierung des Bindemittels beeinflussen den Chloridwiderstand, denn sie verändert die Porosität und die Chloridbindekapazität des Zementsteins [105]. Sulfatzugaben können das Chloridbindevermögen in Betonen mit Hüttensandmehl herabsetzen [103].

Latent hydraulische und puzzolanische Bestandteile wie Hüttensandmehl und Flugasche hydratisieren deutlich langsamer als Klinker. Bei der Hydratation entstehen vor allem Kalziumsilikathydrate (C-S-H), die bestehende Porenräume allmählich ausfüllen. Bei der Hydratation von Flugasche und anderen Pozzolanen wird Portlandit, der bei der Klinkerhydratation entsteht, verbraucht. Es kommt aber durch die erhöhte C-S-H-Bildung zu einer Verfeinerung der Poren und die Durchlässigkeit des Betons für Flüssigkeiten und Gase nimmt deutlich ab. Damit steigt neben der Festigkeit auch der Chloridwiderstand des Betons an.

Um also einen hohen Chloridwiderstand zu erreichen, ist vor allem auf eine nicht zu hohe Wasserdosierung zu achten. Der Einsatz von reaktiven Betonzusatzstoffen Typ II bzw. von Portlandkompositzementen mit reaktiven Zuschlagstoffen wie Flugasche, Hüttensandmehl, gebranntem Ölschiefer oder auch Silikastaub erhöhen den Chloridwiderstand [95].

An 15 bis 35 Jahre alten Offshore-Plattformen in der Nordsee wurde gezeigt, dass Betone mit $420\text{-}450\text{ kg/m}^3$ CEM I mit und ohne Silikastaubzugabe von 2-8% bei einem w/b von 0.35 bis 0.40 bei einer Überdeckung von 50 mm eine Lebensdauer von minimal 50 Jahren aufweisen, bei einer Überdeckung von 60 mm von 100 Jahren [87].

Während reaktive Zuschlagstoffe den Chloridwiderstand verbessern, vermindert die Präsenz nicht reaktiver Zuschlagstoffe, z.B. Kalksteinmehl und Füller, den CW.

Die Reaktivität des Zementklinkers und reaktiver Bestandteile kann orientierend an seinem Gehalt an reaktivem Siliziumdioxid, $\text{SiO}_{2,r}$, festgemacht werden [106]. Dieser Parameter steht mit der Menge gebildeter C-S-H -Phasen und damit mit der Durchlässigkeit des Betons und seinem Chloridwiderstand in Zusammenhang (**Bild 28**).

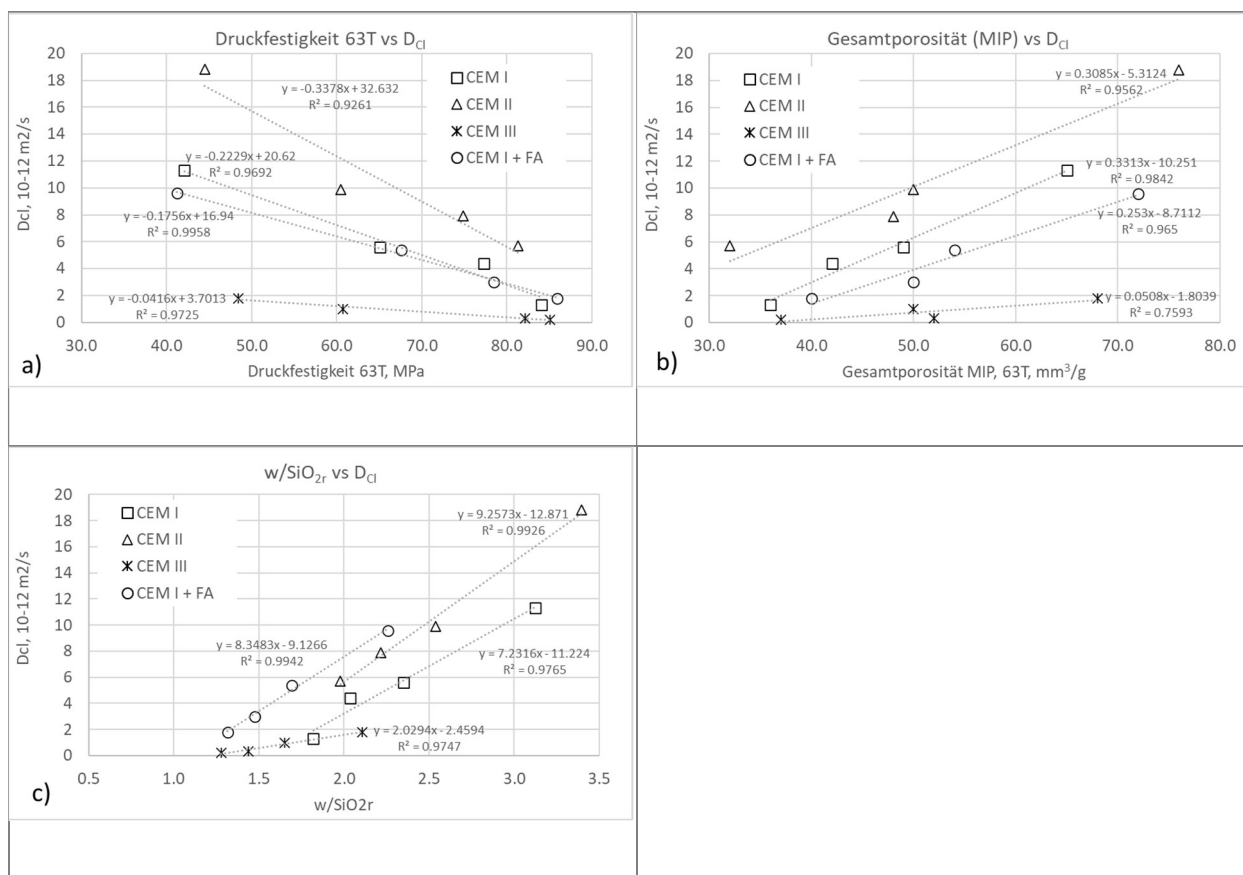


Bild 28: Chloridmigrationskoeffizienten D_{Cl} gemäss SIA 262/1, Anhang B, versus Druckfestigkeit (a), Gesamtporosität (Hg.Porosimetrie, b) und $w/\text{SiO}_{2,r}$ (c) von Betonen mit unterschiedlichen Zementen und Rezepturen. Daten aus [104]

Details: Bindemittelgehalte ca. 275 bis 370 kg/m^3 , w/b 0.35-0.60, max. Korndurchmesser 32 mm, pro Bindemittel ein SCC mit ca. 450 kg/m^3 Bindemittel, w/b 0.40 und 16 mm max. Korndurchmesser).

Die Korrelation zwischen dem Chloridmigrationskoeffizienten und $w/\text{SiO}_{2,r}$ ist bei Betrachtung einzelner Bindemittels hoch. Er ist jedoch vom Bindemittel abhängig. In **Bild 28c** wurde der SiO_2 -Gehalt des Hüttensands als reaktiv betrachtet, ebenso (vereinfachend) der der Flugasche. Der reaktive SiO_2 -Gehalt von Flugasche kann auch gemessen werden. Für Flugasche als Zementbestandteil muss er gemäss SN EN 197-1 mindestens 25% betragen.

Kalksteinmehl und Füller sowie andere Gesteinsmehle hydratisieren kaum. Sie enthalten damit praktisch kein reaktives SiO_2 . In **Bild 28c** wurde der ohnehin geringe SiO_2 -Gehalt des hochreinen Kalksteinmehls als Bestandteil des CEM II/A-LL in der Betrachtung vernachlässigt.

Orientierend scheint ein $w/\text{SiO}_{2,r} < 2.5$ zu einem $D_{Cl} < 10 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ zu führen, der Vorgabe für XD3 gemäss SN EN 206 (**Bild 28c**).

5.2 Das Prüfverfahren des Chloridwiderstands gemäss SIA 262/1, Anhang B

Die Migrationsprüfung gemäss SIA 262/1, Anhang B ist ein nichtstationäres «non-steady state»-Migrationsverfahren. Der Chloridtransport wird durch das Anlegen einer äusseren elektrischen Spannung beschleunigt. Dies geschieht durch eine Beschleunigung der Ionenwanderung entsprechend ihrer Beweglichkeit, die abhängig ist von der Grösse und der elektrischen Ladung der Ionen, um das Hundertfache und mehr [96]. Die Prüfdauer ist damit deutlich kürzer als bei «non-steady state»-Diffusionsprüfungen.

Die gemessenen Chloridmigrationskoeffizienten können bis zehnmal grösser sein als die Chloriddiffusionskoeffizienten [96].

Es wurde eine gute Korrelation zwischen Diffusionskoeffizienten, Migrationskoeffizienten und der Leitfähigkeit als indirekte Messmethode für Betone mit verschiedenen Zementen und Kompositen festgestellt [104]. Folglich ist die Chloridbindung an Hydratphasen nur von untergeordneter Bedeutung für den Chloridwiderstand von Beton – im Gegensatz zu seiner Porosität und Porengröszenverteilung [104].

Bei höheren Hüttensandmehlgehalten in CEM III/B-Zementen werden mit der Chloridmigrationsprüfung teilweise sehr geringe Chloridmigrationskoeffizienten von $< 1 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ gemessen [104] [107]. Die Ursache liegt wahrscheinlich in der geringen Durchlässigkeit durch die bekannte Verfeinerung der Poren durch Bildung erhöhter Mengen an CSH-Phasen. Im Einklang damit stand auch der deutlich geringere Gesamtchloridgehalt der Proben mit CEM III in verschiedenen Tiefenstufen im Vergleich mit Proben der anderen Bindemittel [104].

Die Grundlagen für die Migrationsprüfung gemäss SIA 262/1, Anhang B und die bestehenden Grenzwerte für den Chloridwiderstand in der SN EN 206 wurden durch die Untersuchungen von [96] gelegt. In dieser Studie wurden verschiedene Prüfmethode zum CW miteinander verglichen. Die bestehende Prüfung ist vom sogenannten CTH-Schnelltest abgeleitet, der 1992 von Tang und Nilsson entwickelt worden ist [108]. Dieser CTH-Test wurde vom Institut ibac in Aachen zum Bau einer kommerziellen Migrationszelle übernommen und wurde dann als ibac-Verfahren bezeichnet (**Bild 29**).

Das ibac-Verfahren beruht auf der Messung der Eindringtiefe von Chloridionen, die während einer bestimmten Testdauer aus einer chloridhaltigen Lösung (3% NaCl in 0.2 molarer NaOH-Lösung) in den Probekörper einwandern (Probendurchmesser und -höhe: 50mm, vorgängig wassergesättigt). Zur Beschleunigung des Chlorideintrags wird während 12 Stunden bis maximal 7 Tagen, abhängig von der Betonqualität, eine Spannung von 30 bis 40 V angelegt. Nach Ende des Migrationsversuches wird der Probekörper gespaltet. Die Eindringtiefe der Chloridionen wird kolorimetrisch mittels einer Indikatorlösung (Fluoreszin in Ethanol) und einer Silbernitratlösung bestimmt. Aus der Eindringtiefe der Chloridionen wird der Migrationskoeffizient mit der Nernst-Planck-Gleichung für instationäre Verhältnisse berechnet. [96].

In ihrem Vergleich verschiedener Migrationstests weisen Streicher und Alexander [109] darauf hin, dass der ibac-Versuch über eine solide theoretische Basis verfügt und ausserdem eine für praktische Anwendungen zweckmässige Versuchsanordnung hat, die Prüfung genügend grosser und damit repräsentativer Probekörper möglich ist und die aufwendige analytische Bestimmung der Chloridprofile durch den kolorimetrischen Nachweis der Eindringtiefe der Chloridionen vermieden werden kann. Es besteht ausserdem eine gute Korrelation zwischen dem Migrationskoeffizienten (ibac) und der Leitfähigkeit (Streicher) [95], [96].

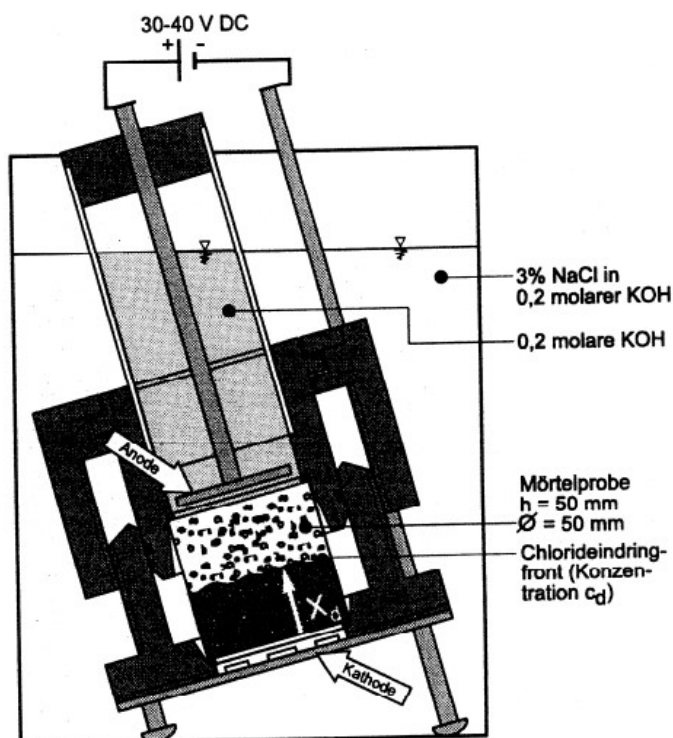


Bild 29: Bestimmung des Migrationskoeffizienten nach den ibac-Verfahren (aus [96]).

Gemäss [96] können die Resultate von Bauwerksproben mit den Resultaten von Laborbetonen verglichen werden. Der Chloridwiderstand in den Bauwerken war dabei meist höher als der von Laborbetonen, was auf das höhere Alter und damit den höheren Hydratationsgrad der Bauwerksbetone zurückgeführt wurde [96]. Als Bezugsgrösse für Korrelationen stand einzig die Druckfestigkeit zur Verfügung

Der Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit (DF) und Migrationskoeffizient (D_{Cl} nach ibac-Verfahren) liess sich mit Ausgleichskurven darstellen gemäss Exponentialgleichungen der Form $D_{Cl} = a * DF^b$. a und b sind dabei Konstanten [96] (**Bild 30**).

Die Chloridprofile und Migrationskoeffizienten der Bauwerksproben von [96] zeigten, dass für den Angriff stark chloridhaltiger Wässer bei einer Nutzungsdauer im Tiefbau von 70-100 Jahren die Anforderungen an den Migrationskoeffizienten tief angesetzt werden müssen. Um einen Hinweis auf mögliche 28-Tage-Werte von D_{Cl} zu erhalten rechneten [96] die Druckfestigkeiten auf 28 Tage zurück mit Hilfe der EMPA-Formel (**Gleichung 5.5**):

$$f_{cw, 28T} = \frac{f_{c,Prüfalter}}{0.41(\log[Alter]+1)} \quad \text{Gleichung 5.5}$$

| | |
|--------------------|--|
| $f_{cw, 28T}$ | Druckfestigkeit nach 28 Tagen |
| $f_{c, Prüfalter}$ | Druckfestigkeit der Proben bei der Prüfung |
| Alter | Alter der Proben bei der Prüfung in Jahren |

Es wurde angenommen, dass es sich bei den untersuchten Bauwerksbetonen um klassische Betone mit Portlandzement ohne Zumahl- oder Zusatzstoffe handelte. Gemäss der Rückrechnung dürften diese Betone nach 28 Tagen eine Druckfestigkeit von 30-40 N/mm² aufgewiesen haben (**Bild 30**), was einem w/z von 0.5 bis 0.7 entspricht.

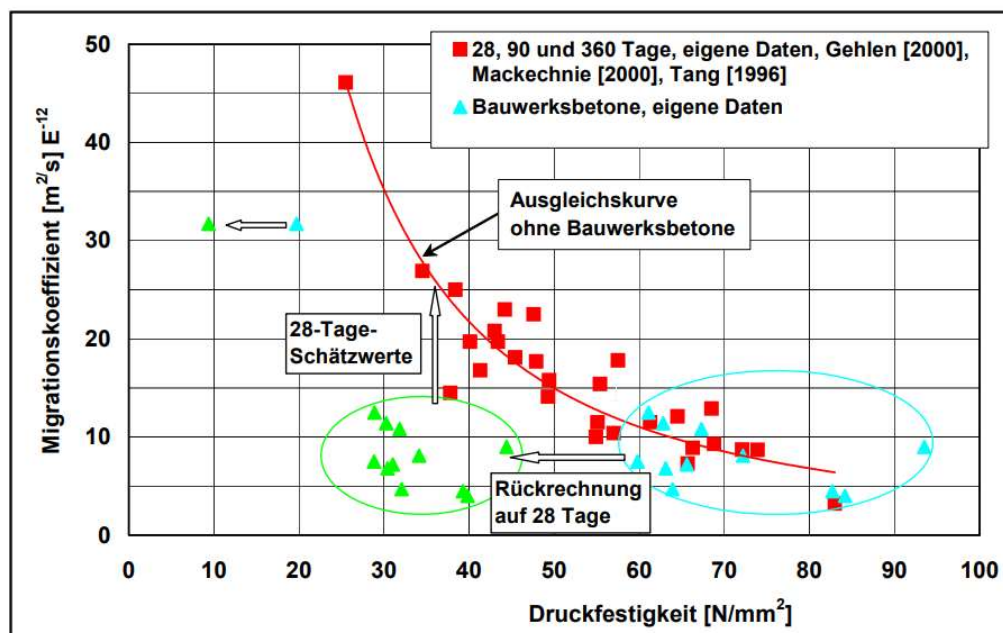


Bild 30: Chloridmigrationskoeffizienten D_{cl} (ibac-Verfahren) versus Druckfestigkeit mit Daten aus [110] [95] [94] inklusive zurückgerechneten 28-Tage Druckfestigkeiten und resultierenden D_{cl} (aus [96]).

Die Chloridprofile dieser Betone wiesen im Randbereich Konzentrationen bis 0.3 M.-%/bzgl. Beton auf, was auf einen eher geringen CW der jungen Betone hinweist. Bei Anwendung der Ausgleichskurven D_{cl} versus Druckfestigkeit hätten sich bei den zurückgerechneten 28-Tage Druckfestigkeiten von 30 bis 40 N/mm² D_{cl} -Werte zwischen 20 und 35*10⁻¹² m²/s ergeben, was dem Doppelten bis fast Vierfachen des heutigen Grenzwerts entspricht und zu einem eher geringen Chloridwiderstand der Bauwerksbetone im Alter von 28 Tage passen würde (**Bild 30**).

In [94] wurden daraufhin die minimalen Anforderungen an Bauteile, die chloridhaltigen Wässern ausgesetzt sind für eine Bewehrungsüberdeckung von mindestens 40 bis 50 mm abgeschätzt (**Tabelle 5**).

| Expositionsklasse gemäss SN EN 206-1:2000 | | Überdeckung | |
|---|---|---|---|
| | | 40 bis 50mm | 70 bis 80mm |
| | Art der Beanspruchung: | Zulässige Einzelwerte für den Migrationskoeffizienten, m²/s | |
| XD 1 | chloridhaltiger Sprühnebel | ≤20 10 ⁻¹² | keine Anforderung (≤40 bis 60 10 ⁻¹²) |
| XD 2 | dauernder Kontakt mit chloridhaltigem Wasser | keine Angaben wegen mangelnder Erfahrung (Empfehlung: wie XD 3) | |
| XD 3 | chloridhaltiges Spritzwasser oder Kontaktwasser (wechselnd) | ≤10 10 ⁻¹² | ≤20 bis 30 10 ⁻¹² |

Tabelle 5: Empfehlung für zulässige Einzelwerte für D_{cl} von Betonen (inkl. SVB) nach 28 Tagen für die Expositionsclassen XD1 bis XD3 (aus [96]).

Damit diese Einzelwerte für D_{Cl} gemäss **Tabelle 5** auch in der Praxis erreicht werden, müssen die Streuung der Ergebnisse der Prüfung sowie die Streuung des Baumaterials berücksichtigt werden. Für eine 95%ige Wahrscheinlichkeit wäre gemäss [96] der anzustrebende Mittelwert um ca. 33% zu reduzieren.

Bei höheren Überdeckungen sind höhere D_{Cl} zulässig. Gemäss [111] darf bei einer Erhöhung der Überdeckung von 40 auf 70 mm der D_{Cl} etwa dreimal höher sein, damit der Chloridgehalt auf Niveau der Bewehrung nach einer bestimmten Zeit eine kritische Konzentration erreicht. In der **Tabelle 5** wurde der Faktor konservativ auf 2 bis 3 gesetzt. Da für die Expositionsklasse XD2, die in der SN EN 206-1:2000 noch nicht in die heutigen XD2a und XD2b unterteilt war, keine Erfahrungen vorlagen, empfahl [96] die Verwendung der gleichen Grenzwerte wie für XD3. Dies betraf die heutige Mischung C bzw. D mit einem max. w/z von 0.50 und 300 kg/m³ Mindestzementgehalt.

Schliesslich empfahl [96] Betonzusammensetzungen, die die Anforderungen an XD1 und XD3 nach 28 Tagen erfüllen würden. Demnach würde XD1 von Betonen mit CEM I 42.5 ohne und mit reaktiven Betonzusatzstoffen erfüllt, sobald der w/z 0.50 nicht überschreitet. Für XD3 sind dafür meist w/b <0.45 nötig. Bei der Zugabe von Silikastaub kann der w/b auch 0.50 betragen. Jedoch beeinflussen die Art, Qualität / Reaktivität und Dosierung der Betonzusatzstoffe Typ II den CW. Daher sind im Rahmen der Produktentwicklung entsprechende Vorversuche nötig.

Die Erfahrungen, die seit der Studie [96], die im Jahr 2002 erarbeitet wurde, und heute mit Betonen für die Exposition XD1 und XD2a im Rahmen von Betonprüfungen im Labor und im Feld gemacht wurden, werden in den folgenden Kapiteln zusammengefasst.

5.3 Prüfergebnisse zum Chloridmigrationskoeffizienten von Betonen für die Expositionsklassen XD1 und XD2a

Gemäss SN EN 206 beschreibt die Expositionsklasse XD1 mässig feuchte Bedingungen, z.B. Betonoberflächen an Strassen, die chloridhaltigem Sprühnebel ausgesetzt sind. Die Expositionsklasse XD2a beinhaltet nasse, selten trockene Bedingungen, jedoch mit Süsswasserangriff (max. 0.5 g/l Chlorid, z.B. Schwimmbäder). Für beide Expositionen muss derzeit am Beton kein Nachweis zum Chloridwiderstand erbracht werden, jedoch wird der CW von Betonen der betroffenen Sorten D und E im Rahmen von Zementfreigaben gemäss des Nationalen Anhangs NB der SN EN 206 stets geprüft. Die Ergebnisse solcher Prüfungen verschiedener Zemente in Betonen der Sorten D und E bzw. diesen Mindestzusammensetzungen nahestehenden Rezepturen zeigen, wie auch in der Literatur beschrieben, den Zusammenhang zur Druckfestigkeit. Die D_{Cl} lagen im Bereich von $3 \cdot 10^{-12}$ m²/s bis $14 \cdot 10^{-12}$ m²/s, die Druckfestigkeiten zwischen 35 und 67 MPa (**Bild 31**). Die geprüften Zemente haben in Betonen der Sorten F und G mit Mindestzusammensetzung den Grenzwert für D_{Cl} für XD3 meist erreicht. Der Zement mit dem höchsten D_{Cl} hatte die Anforderung für XD3 in den F- und G-Betonen knapp erreicht.

Sollten also Grenzwerte für die Expositionen XD1 und XD2a festgelegt werden, kann aus diesen Daten (**Bild 31**) ein möglicher Grenzwert für D_{Cl} für XD1 und XD2a bei einer planmässigen Bewehrungsüberdeckung c_{nom} von 40 mm gemäss SIA 262 von $14 \cdot 10^{-12}$ m²/s abgeleitet werden. Das ist ein geringerer Wert als in [96] (**Tabelle 5**) angegeben, jedoch ist gemäss SIA 262 die planmässige Überdeckung von Betonstahl für XD1 und XD2a mit 40 mm auch 15 mm geringer als die in [96] angenommene Überdeckung für XD3 von 55 mm.

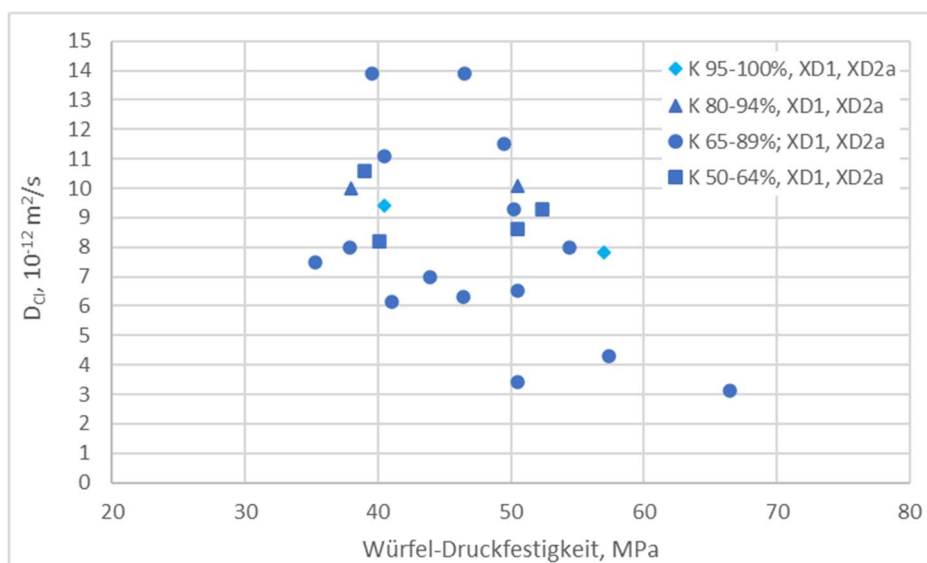


Bild 31: Chloridmigrationskoeffizienten D_{Cl} versus Würfel-Druckfestigkeit (28 Tage) von Betonen mit Zementgehalten von 300-320 kg/m³ und einem w/z von 0.50. (Daten der TFB AG, unveröffentlicht). K – Klinkergehaltsbereiche der geprüften Zementsorten.

5.4 Erfahrungen mit Betonen für die Expositionsklassen XD1 und XD2a

Untersuchungen von armierten Betonbauteilen verschiedener Zusammensetzung in einem Versuchsstand, der im Rahmen der Instandsetzung des Naxbergtunnels eingerichtet wurde, führten zu folgenden Erkenntnissen [85]:

- Bei ähnlichem kapillar füllbaren Porenvolumen nimmt ein Beton mit gröberen Poren schneller Wasser auf und trocknet schneller ab als ein feinporiger Beton. Daher lässt sich bei Verwendung des feinen und rasch hydratisierenden Silikastaubs zu einem gegebenen Zeitpunkt ein höherer Chloridwiderstand erzielen als bei Verwendung von gröberen und langsamer reagierenden Zusatzstoffen wie Flugasche oder Hüttensandmehl.
- Eine Verringerung des w/z bzw. w/b-Werts erhöht den CW. [85] erhielt sehr hohe CW bei w/z von 0.35.
- Die Überdeckung der Bewehrung ist entscheidend für das Eintreten von chloridinduzierter Korrosion. Je höher die Überdeckung, umso länger die Initiierungsphase und umso kleiner die Korrosionsströme.
- Bei gering (10 mm) überdeckten normalten und verzinkten Stäben spielte die Betonqualität keine entscheidende Rolle. Nach 5 Wintern zeigten alle derart gering überdeckten Stäbe Korrosion [85].
- Bei normal überdeckter Bewehrung ist die Betonqualität entscheidend. So wurden bei einer Überdeckung von > 10 mm normale und verzinkte Stäbe nur in Betonen mit w/z oder w/b von 0.50 initiiert, d.h. es erfolgte ein Chlorideintrag bis zum Erreichen des kritischen Chloridgehalts, bei dem die Korrosion beginnt. In Betonen mit reaktiven Zusatzstoffen waren die Korrosionsströme nur gering.
- Eine Hydrophobierung erwies sich als effiziente Massnahme gegen das Eindringen von Chloriden - solange sie funktionstüchtig war.
- Nach 5 Jahren hatte weder bei austenitischen noch bei Duplexstählen Korrosion eingesetzt.

Der Chloridwiderstand, der gemäss SIA 262/1, Anhang B an Laborprüfkörpern (Bohrkernen aus Würfeln) und an aus Bauwerken entnommenen Bohrkernen bestimmt wurde, unterscheidet sich stark [46]. So war der an Bohrkernen aus Bauteilen bestimmte Chloridmigrationskoeffizient im Mittel ca. 50% höher als der an Bohrkernen aus Würfeln bestimmte, d.h. der Chloridwiderstand

der Bauteile war im Mittel deutlich geringer als der von Laborprüfkörpern. Die Streubreite der Einzelwerte reichte dabei von -20% bis $> 70\%$ (**Bild 32**). Das Bauwerk Ma wies generell sehr geringe D_{Cl} auf. Dort wurde CEM II/B-M (S-T) verwendet, bei dem sich der positive Einfluss des Hüttensandmehls auf den CW zeigte. Bei den anderen Bauwerken kamen CEM II/A-LL oder CEM II/B-M (T-LL) zum Einsatz, die gewisse Mengen an Kalksteinmehl enthielten, das praktisch inert ist. Angaben zu den Betonrezepturen und zur Nachbehandlung lagen den Autoren nicht vor. Die Autoren schlussfolgerten, dass, soll in den Bauwerken ein Diffusionskoeffizient von $\max 10 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ sichergestellt werden, der Grenzwert für Laborprüfungen deutlich abgesenkt werden müsste. In Anbetracht der Zunahme des Chloridwiderstands über die Zeit, vor allem im ersten Jahr, **Bild 27**) wäre ausserdem der Zeitpunkt zu definieren, an dem dieser Grenzwert im Bauwert erreicht werden soll.

Bezüglich Nachbehandlung zeigte [58], dass es je nach eingesetztem Zement grosse Unterschiede im Chloridwiderstand zwischen wassergelagerten und mit Folie vor Verdunstung geschützten Prüfkörpern geben kann. Blosser Selbstaustrocknung unter Folie oder in der Schalung (wie bei normkonformer Nachbehandlung in der Praxis meist praktiziert) ohne zusätzliche Wasserzufuhr von aussen, wie sie bei der Wasserlagerung der Prüfkörper im Labor möglich ist, kann zu einem deutlich geringeren CW führen.

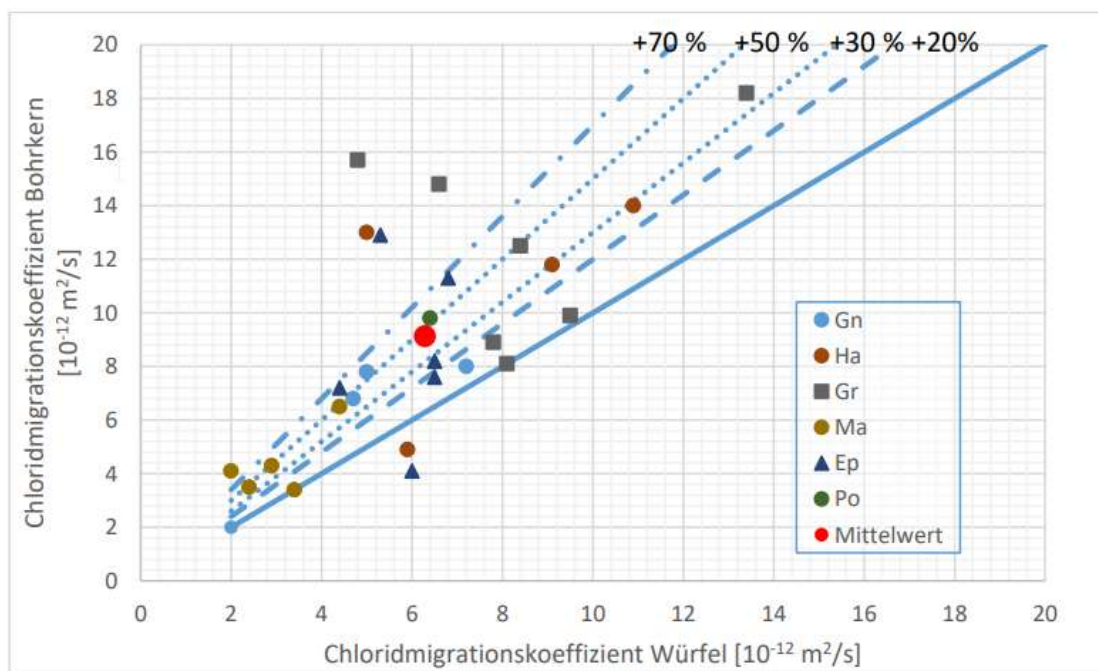


Bild 32: Chloridmigrationskoeffizienten D_{Cl} von Laborprüfkörpern versus Bohrkernen aus Bauwerken (aus [46]).

Schliesslich sei erwähnt, dass derzeit im Rahmen eines ASTRA-Forschungsprojekts BGT 20_03B (Projektleitung: Prof. U. Angst, ETHZ) Daten zur Chloridbelastung von tausendfach exponierten Stahlbetonbauten in der Schweiz zusammengetragen und ausgewertet werden. In diesem Projekt werden auch die derzeitigen Expositionsklassen hinterfragt. Das Projekt soll im Jahr 2024 abgeschlossen werden.

5.5 Fazit zur Prüfung des CW für XD1 und XD2a (Betonsorten D, D-ND, E und E-ND)

Bezüglich der Eigenschaften der neuen Zemente und Betonzusatzstoffe ist zu beachten, dass der zunehmende Ersatz des Portlandzementklinkers durch vor allem nicht reaktive Zumahl- oder Betonzusatzstoffe bei tendenziell abnehmender Verfügbarkeit reaktiver Zumahl- und Zusatzstoffe zu einer Zunahme der Permeabilität und zu einer Reduktion des Chloridwiderstands der Betone führen kann. Bindemittel, die die bestehenden Anforderungen für die Exposition XD3 in den Betonprüfungen für die Freigabe nicht erfüllen, werden für diese Exposition bzw. die entsprechenden Betonsorten nicht freigegeben werden können. Vor dieser Entwicklung erscheint eine Beurteilung des Chloridwiderstands für die Exposition XD1 / XD2a bei den Freigabeprüfungen von Zementen und Betonzusatzstoffen sowie deren Kombinationen sinnvoll, auch bei Erstprüfungen.

Was die leistungsbezogenen Betone nach Anhang ND der SN EN 206 betrifft, so müssen diese die Anforderungen an den Chloridwiderstand für XD3 (sowie an die anderen Dauerhaftigkeitsparameter und an die Druckfestigkeit) erfüllen. Die Bildung von Betonfamilien ist dabei für die WPK nicht zulässig. Auch für diese Betone erscheint aufgrund des stetig sinkenden Gehalts an Klinker und reaktiven Zumahl- und Betonzusatzstoffen eine Beurteilung des Chloridwiderstands für die Exposition XD1 / XD2a bei der Erstprüfung sinnvoll.

Daten aus der Literatur und von unveröffentlichten Untersuchungen der TFB AG legen nahe, dass für die Exposition XD1, XD2a ein möglicher Grenzwert für D_{Cl} für XD1 und XD2a bei einer planmässigen Bewehrungsüberdeckung c_{nom} von 40 mm gemäss SIA 262 bei $14 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ liegen könnte.

Hinsichtlich der Entscheidung bzgl. einer allfälligen Festlegung von Grenzwerten für den Chloridwiderstand für die Exposition XD1/XD2a sollten auch die Ergebnisse der laufenden Untersuchungen zur Chloridbelastung tausalzbelasteter Stahlbetonbauten in der Schweiz im Rahmen des ASTRA-Forschungsprojekts BGT 20_03B abgewartet werden. Diese Bauwerke repräsentieren die Expositionen XD3 und auch XD1. Je nach der vorgefundenen Chloridbelastung und aufgetretenen Schäden sowie unter Berücksichtigung der Eigenschaften neuer Bindemittel (SIA 2049, prSIA 215-1, SN EN 197-5, prSIA 215-2, etc.) und Betone, inkl. Betone nach Anhang ND, kann eine Beurteilung der Notwendigkeit der Prüfung des Chloridwiderstands für XD1 /XD2a vorgenommen werden.

6 FROST-TAUSALZ-WIDERSTAND

6.1 Allgemeine Betrachtungen

Grundsätzlich kann ein hoher Frost-Tausalzwiderstand von Beton (Exposition XF4) durch die Einführung künstlicher Luftporen gewährleistet werden. Diese geben den nötigen Expansionsraum für das gefrierende Wasser. Es ist dabei zu beachten, dass die Einführung künstlicher Luftporen bei manchen Bindemitteln, z.B. CEM III-Zementen, erschwert sein kann. Andererseits führen künstliche Luftporen zu einer Abnahme der Druckfestigkeit und des Karbonatisierungswiderstands. Dem kann ggf. mit einem höheren Bindemittelgehalt und/oder geringerem w/b gegengesteuert werden.

Oft werden in der Praxis auch bei Betonsorten mit mittlerem Frost-Tausalz-Widerstand (Exposition XF2, XF3) künstliche Luftporen eingeführt, damit trotz der teils erheblichen Streuungen der gängigen physikalischen Prüfmethode die Anforderungen an XF2 und XF3 sicher erreicht werden. Meist werden in solchen Fällen auch die Anforderungen an XF4 erfüllt.

Sehr dichte Betone mit einem sehr geringem w/b-Wert können einen hohen Frost-Tausalz-Widerstand (XF4) unter Umständen auch ohne künstliche Luftporen erreichen.

Zudem ist stets auf die Frostbeständigkeit der Gesteinskörnung zu achten.

Die derzeit in der Schweiz verwendeten physikalischen Prüfverfahren gemäss SIA 262/1, Anhang C, VSS 40464, BE II, und dem TFB-Schnellversuch [112] [113] decken die wassergesättigten Expositionen XF3 und XF4, ab. Bei den genannten physikalischen Prüfungen durchlaufen die Prüfkörper verschiedene Frost-Tau-Zyklen unter wassergesättigten Bedingungen und teilweise auch mit Präsenz von Tausalz. Es kommt hinzu, dass die Prüfung nach SIA 262/1, Anhang C, hohe Streuungen aufwies und daher überarbeitet werden musste.

Die bislang nicht geprüfte Exposition XF1 beinhaltet jedoch eine nur mässige Wassersättigung ohne Taumittel wie sie für senkrechte Betonoberflächen, die Regen oder Frost ausgesetzt sind, typisch ist. Diese wird von den gebräuchlichen Prüfverfahren nicht abgedeckt.

Beim Frostangriff ohne Tausalz beruht die Schädigung einerseits auf der 9%igen Volumenzunahme des im Porenraum gefrierenden Wassers und auf der unterschiedlichen thermischen Ausdehnung von Zementstein und Gesteinskörnung, die bei Temperaturwechseln zu Spannungen führt. Bezüglich des Kristallisationsdrucks des gefrierenden Wassers und der daraus folgenden Rissbildung ist neben der Porengrössenverteilung, die die Gefrieretemperatur des Wassers bestimmt [114] und der Dichtigkeit und Festigkeit des Zementsteins und der Kontaktzone zur Gesteinskörnung vor allem auch der Grad der Wassersättigung der Poren von ausschlaggebender Bedeutung [39]. Wie schematisch von [115] für Gesteine gezeigt, ist eine Rissbildung vor allem unter gesättigten Verhältnissen, also bei vollständig gefüllten, nicht oder wenig offenen Poren wahrscheinlich (**Bild 33**).

Mit jedem Frost-Tau-Zyklus kann sich bei verfügbarer Feuchte von aussen der Wassergehalt des Betons deutlich über das durch kapillares Saugen bei 20°C erreichbare Mass erhöhen [116] [39]. Grund dafür ist die rund fünfmal höhere Wärmeausdehnung des Eises im Vergleich zum Zementstein. Durch die Kontraktion des Eises bei fallenden Temperaturen kann weitere Porenlösung in die entstandenen Hohlräume diffundieren und gefrieren. Erwärmt sich das Eis wieder, dehnt es sich aus und es kann zu einem hohen Druckaufbau kommen [117]. Bei einem Feuchteangebot von aussen kann auch weiteres Wasser in noch wasserfreien Porenraum des Betons gelangen. Durch wiederholte Frost-Tau-Wechsel kann es dadurch zu einer Sättigung kommen, die über das durch kapillares Saugen erreichbare Mass hinausgeht [116]. In diesem Zusammenhang wurde der Begriff der „kritischen Sättigung“ eingeführt [118]. Diese wird vom Porenvolumen und der Porengrössenverteilung beeinflusst und ist dann erreicht, wenn der Feuchtegehalt so gross ist, dass der Beton durch einen oder wenige Frost-Tau-Wechsel stark geschädigt wird. In der Praxis tritt die Schädigungsphase unter Frostbeanspruchung erst nach einer Einleitungsphase auf, nachdem der vorhandene Feuchtegehalt im Beton den kritischen Sättigungsgrad überschritten hat [39]. Dies sollte jedoch bei der Exposition XF1 mit nur mässiger Wassersättigung ohne Taumittel, z.B. bei senkrechten Betonoberflächen, die Regen oder Frost ausgesetzt sind, kaum der Fall sein.

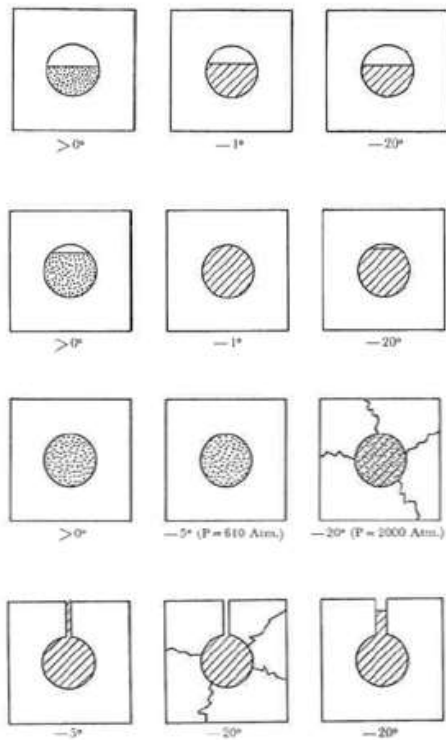


Bild 33: Hydraulischer Druck beim Gefrieren von Wasser in Poren bei halb gefüllter Pore (Reihe 1), zu 2/3 gefüllter Pore (Reihe 2), vollständig gefüllter Pore (Reihe 3) und vollständig gefüllter, offener Pore (Reihe 4). Aus [115].

6.2 Fazit zur Prüfung des FTW für XF1 (Betonarte C und C-ND)

Da die kritische Sättigung der Poren für eine Frostschädigung in der Exposition XF1 nicht erreicht werden dürfte, wird eine Prüfung dieser Exposition als nicht notwendig erachtet.

TFB AG – Technik und Forschung im Betonbau

Winnie Matthes

Dr. Winnie Matthes
Beratung und Expertisen
matthes@tfb.ch
062 887 7226

Yves Schiegg

Dr. Yves Schiegg
Leitung Beratung & Expertisen
schiegg@tfb.ch
062 887 7249

VERWENDETE DOKUMENTE

- [1] F. M. Lea, *The chemistry of cement and concrete*, London: Arnold, 1970.
- [2] W. Matthes, «Karbonatisierungswiderstand von Hochbauten - Übertragbarkeit von Ergebnissen aus Laborversuchen auf Bauwerke,» TFB AG, Forschungsbericht U 203103, Auftraggeber: cemsuisse, 2021.
- [3] cemsuisse, «cemsuisse Jahresbericht 2022,» www.report.cemsuisse.ch/2022, Bern, 2023.
- [4] F. Hunkeler und L. Lammar, «Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand von Betonen,» Forschungsprojekt AGB 2008/012 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung, Bericht VSS Nr. 649, 2012.
- [5] B. Lagerblad, «Carbon dioxide uptake during concrete life cycle - State of the art,» CBI, Cement och Beton Institutet, Stockholm, 2005.
- [6] IFA, «GESTIS-Stoffdatenbank,» *IFA Institut für Arbeitsschutz der Deutschen Gesetzlichen Unfallversicherung*, 16 Juni 2023.
- [7] R. K. Dhir, M. R. Jones, M. D. Newlands und A. M. Abbas, «Development of a performance specification for carbonation resistance,» in *DETR Research contract No 39/3/384 (CC 1095), Report CTU 1299, University of Dundee, Concrete Technology Unit*, Dundee, 2000.
- [8] S. A. Stronach und F. P. Glasser, «Modelling of the impact of abundant geotechnical components on the phase stability and solubility of the CaO-SiO₂-H₂O system at 25°C,» *Advances in Cement Research*, Bd. 36, Nr. 9, pp. 167-181, 1997.
- [9] B. Lagerblad, «Leaching performance of concrete based on studies of old submerged concrete,» in *6th Canmet/ACI International Conference on Durability of Concrete, Supplementary Papers*, Thessaloniki, Greece, 2003.
- [10] F. Hunkeler, «Grundlagen der Korrosion und der Potentialmessung bei Stahlbetonbauwerken,» Eidg. Verkehrs- und Energiewirtschaftsdepartement, Bundesamt für Strassen, FA 86/90, Bericht VSS nr. 510, Bern, 1994.
- [11] F. Hunkeler, «Corrosion in reinforced concrete Structures: Processes and mechanism,» in *Corrosion in concrete structures*, Ed. H. Böhni, Abington, Cambridge, UK, Woodhead Publishing Ltd., 2005, pp. 1-45.
- [12] F. Hunkeler, B. Mühlhan und H. Ungricht, «Risiko von Betonabplatzungen infolge Bewehrungskorrosion,» Forschungsauftrag AGB 2002/015, Bundesamt für Strassen, Bericht VSS Nr. 603, Bern, 2006.
- [13] T. Uomoto und Y. Takada, «Factors affecting concrete carbonation ratio,» *Concrete Library of JSCE*, Bd. 21, Nr. June, pp. 31-43, 1993.
- [14] T. A. Bier, «Influence of type of cement and curing on carbonation progress and pore structure of hydrated cement paste,» *Materials Research Society Symposium*, Bd. 85, pp. 123-134, 1987.
- [15] F. Schröder, H.-G. Smolczyk, K. Grade, R. Vinkeloe und R. Roth, «Einfluss der Luftkohlenensäure und Feuchtigkeit auf die Beschaffenheit des Betons als Korrosionsschutz für Stahleinlagen,» *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, Bd. 182, 1967.
- [16] P. Schiessl, «Zur Frage der zulässigen Rissbreite und der erforderlichen Betondeckung im Stahlbetonbau unter besonderer Berücksichtigung der Karbonatisierung des Betons,» *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, Bd. 255, 1976.
- [17] J. Kropp, «Relations between transport characteristics and durability,» in *Performance criteria for concrete durability, RILEM REport 12*, Eds. J. Kropp and H.K. Hilsdorf, London, E&FN Spon, 1995, pp. 97-137.

- [18] F. Hunkeler, «Alkalität von Kompositementen - Ergänzende langfristige Untersuchungen zur Karbonatisierung und Korrosion (Fortsetzung ZS3), Projekt cemsuisse 200804 (unveröffentlicht),» cemsuisse, Bern, 2013.
- [19] F. Hunkeler, «AG SIA 262 "Beton", Protokoll der Sitzung vom 22. September 2004,» in *AG SIA 262 "Beton"*, Wildegg, 2004.
- [20] P. Schiessl und R. Weydert, «Limitation of the water content of concrete as a repair method for reinforcement corrosion in carbonated concrete,» in *Durability of Concrete. Proceedings of the Fourth CANMET/ACI International Conference, Sydney, Michigan, 1997.*
- [21] DOI: 10.1002/best.200808229, «Positionspapier des DAfStb zur Umsetzung des Konzepts von leistungsbezogenen Entwurfsverfahren unter Berücksichtigung von DIN EN 206-1, Anhang J,» *Beton- und Stahlbetonbau*, Bd. 103, Nr. 12, pp. 837-839, 2008.
- [22] C. Alonso, C. Andrade und J. A. Gonzalez, «Relation between Resistivity and Corrosion Rate of Reinforcements in Carbonated Mortar made with several Cement Types,» *Cement and Concrete Research*, Bd. 8, pp. 678-698, 1988.
- [23] F. Jacobs und A. Leemann, «Betoneigenschaften nach SN EN 206-1,» Bundesamt für Strassen, ASTRAArbeitsgruppe Brückenforschung (AGB), Bern, 2007.
- [24] SIA, «SN EN 206-1:2000,» Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2000.
- [25] S. von Greve Dierfeld, «Korrosionsrisiko in der XC2-Exposition,» cemsuisse, Bern, 2022.
- [26] M. Stefanoni, B. Elsener und U. Angst, «Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauten bei Karbonatisierung,» cemsuisse Projekt 201807, Bern, 2020.
- [27] M. Stefanoni, U. Angst und B. Elsener, «Kinetics of electrochemical dissolution of metals in porous media,» *Nature Materials*, Bd. 18, Nr. 9, pp. 942-947, 2019.
- [28] M. Stefanoni, U. M. Angst und B. Elsener, «Electrochemistry and capillary condensation theory reveal the mechanism of corrosion in dense porous media,» *Scientific reports*, Bd. 8, Nr. 1, 2018.
- [29] J. M. Deus, B. Diaz, L. Freire und X. R. Novoa, «The electrochemical behaviour of steel rebars in concrete: An Electrochemical Impedance Spectroscopy Study of the effect of temperature,» *Electrochimica Acta*, Bd. 131, pp. 106-115, 2014.
- [30] M. Pour-Ghaz, O. Burkan Isgor und P. Ghods, «The effect of temperature on the corrosion of steel in concrete, Part 2: Model verification and parametric study,» *Corrosion Science*, Bd. 51, Nr. 2, pp. 426-433, 2009.
- [31] F. Hunkeler und S. von Greve-Dierfeld, «Karbonatisierung von Beton und Korrosionsgeschwindigkeit der Bewehrung im karbonatisierten Beton,» Forschungsprojekt AGB 2013/005 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung, Bericht VSS Nr. 696, 2019.
- [32] A. Leemann und R. Loser, «Karbonatisierungswiderstand von Recyclingbeton, cemsuisse-Projekt 201405 – November 2016,» Cemsuisse, Bern, 2016.
- [33] W. Matthes, «Prüfung des Karbonatisierungswiderstands von Betonen gemäss SIA 262/1 und EN 12390-12, U 213101, https://www.cemsuisse.ch/app/uploads/2023/11/202101_Schlussbericht-Web.pdf,» cemsuisse, Bern, 2022.
- [34] Z. Zhi, B. Lothenbach, M. R. Geiker, J. Kaufmann, A. Leemann, S. Ferreira und J. Skibsted, «Experimental studies and thermodynamic modelling of the carbonation of Portland cement, metakaolin and limestone mortars,» *Cement and Concrete research*, Bd. 88, pp. 60-72, 2016.
- [35] A. Leemann und F. Moro, «Carbonation of concrete : The role of CO₂ concentration, relative humidity and CO₂ buffer capacity,» *Materials and Structures*, Bd. 50 (1), p. 30, 2017.
- [36] A. Leemann, P. Nygaard, J. Kaufmann und R. Loser, «Relation between carbonation resistance, mix design and exposure of mortar and concrete,» *Cement and Concrete Composites*, Bd. 62, 2015.

- [37] P. Schubert und K. Wesche, «Einfluss der Karbonatisierung auf die Eigenschaften von Zementmörteln, Research Report, Nr F16,» Institut für Baufoirschung BWTH Aachen, 1974.
- [38] F. Hunkeler, «Grundlagen der Korrosion und der Potentialmessung von Stahlbetonbauten,» Eidg. Verkehrs- und Energiewirtschaftsdepartement, Bundesamt für Strassenbau, Bern, 1994.
- [39] VDZ, Zementtaschenbuch, 51. Auflage, Verein Deutscher Zementwerke e.V., ISBN 978-3-7640-0499-6, Düsseldorf: Verlag Bau und Technik, 2008.
- [40] T. Keller, «Dauerhaftigkeit von Stahlbetontragwerken. Dissertation ETH Nr. 9605,» Birkhäuser Verlag, Basel, 1991.
- [41] R. K. Zimbelmann, «Die Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementstein als KOmponente des Betongefüges,» in *Technologie und Anwendung der Baustoffe*, Berlin, H. Budelmann (Ed.), Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, 1992, pp. 51-57.
- [42] R. Rohrbach, «Herstellung von Ölschieferzement und Gewinnung elektrischer Energie aus Ölschiefer nach dem Rohrbach-Lurgi-Verfahren,» *Zement-Kalk-Gips*, Bd. 22, Nr. 7, pp. 293-296, 1969.
- [43] F. L. Locher, *Zement - Grundlagen der Herstellung und Verwendung*, Düsseldorf: Verlag Bau und Technik, 2000.
- [44] Y. F. Houst, «Carbonation and microstructure,» in *Mechanisms of Chemical Degradation of Cement-based Systems*, London, K.L. Scrivener and J.F. Young (Eds.), 1997, pp. 89-97.
- [45] L. Parrott, *A review of carbonation in reinforced concrete*, Garston, UK: Building Research Establishment, 1987, p. 369.
- [46] F. Jacobs, F. Hunkeler und B. Mühlan, «Prüfung und Bewertung der Betonqualität am Bauwerk,» Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation (UVEK), Bundesamt für Strassen, 2018.
- [47] F. Hunkeler, «Karbonatisierung von Hochbaubetonen, cemsuisse Projekt Nr. 201103 (unveröffentlicht),» Cemsuisse, Bern, 2012.
- [48] F. Hunkeler, «Einfluss des CO₂-Gehaltes, der Nach- und Vorbehandlung sowie der Luftfeuchtigkeit auf die Karbonatisierungsgeschwindigkeit von Beton,» *Beton und Stahlbetonbau*, Bd. 107, Nr. 9, pp. 613-624, 2012.
- [49] W. Eitel, *The Physical Chemistry of Silicates*, Chicago: The University of Chicago Press, 1954, p. The University of Chicago Press.
- [50] H. Smolczyk und H. Romberg, «Der Einfluß der Nachbehandlung und der Lagerung auf die Nachhärtung und Porenverteilung von Beton,» *Tonindustrie-Zeitung*, Bd. 100, Nr. 10, pp. 349-390, 1976.
- [51] P. Schiessl, «Influence of the composition of concrete on the corrosion protection of the reinforcement,» in *Concrete durability - Catherine and Bryant Mather Int. Conf., SP-100*, American Concrete Institute, Detroit, 1987.
- [52] P. Distler, J. Kropp und H. Hilsdorf, «Pore structure and transport parameters of concretes containing blended cements,» in *9th Int. Congress on the Chemistry of Cement*, New Delhi, 1992.
- [53] M. D. A. Thomas und J. Matthews, «Carbonation of fly ash concrete,» *Magazine of Concrete Research*, Bd. 44, Nr. 160, pp. 217-228, 1992.
- [54] P. Schiessl, «Influence of the composition of concrete on the corrosion protection of the reinforcement,» in *Concrete Durability - Catherine and Bryant Mather Int. Conference*, American Concrete Institute, Detroit, 1987.
- [55] T. Uomoto und Y. Takada, «Factors affecting concrete carbonation ratio,» *Concrete Library of JSCE*, Bd. 21, pp. 31-43, 1993.
- [56] M. Thomas und J. Matthews, «Carbonation of fly ash concrete,» *Magazine of concrete Research*, Bd. 44, Nr. 160, pp. 217-228, 1992.

- [57] W. Matthes, «U 213101: Prüfung des Karbonatisierungswiderstands von Betonen gemäss SIA 262/1 und EN 12390-12 (unveröffentlicht),» cemsuisse, Bern, 2022.
- [58] F. Jacobs, F. Hunkeler und B. Mühlen, «Wirksamkeit und Prüfung der Nachbehandlungsmethoden von Beton,» Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK, Bundesamt für Strassen, 2014.
- [59] ACI Committee 201, Guide to durable concrete, ACI 201.2R-16, ACI, 2016.
- [60] M. Thomas, Supplementary Cementing Materials in Concrete, Bd. Ch 9, Boca Raton, FL: CRC Press, 2013.
- [61] T. C. Hansen, «Physical structure of hardened cement paste. A classical approach,» *Materiaux et Constructions*, Bd. 19, Nr. 114, pp. 423-436, 1986.
- [62] R. E. Oberholster, «Pore structure, permeability and diffusivity of hardened cement paste and concrete in relation to durability. Status and prospects,» in *8th Int. Congress on the Chemistry of Cement, Vol. 4 pp 323-335*, Rio de Janeiro, 1986.
- [63] J. Hundt und J. Wagner, «Einfluss des Feuchtigkeitsgehaltes und des Reifegrades auf die Wärmeleitfähigkeit von Beton,» *DAfStb*, Nr. 297, 1978.
- [64] J. Hundt und H. Kantelberg, «Sorptionsuntersuchungen an Zementstein, Zementmörtel und Beton,» *DAfStb*, Heft 297 1978.
- [65] A. Leemann und P. Nygard, «Zusammenhang zwischen Karbonatisierungswiderstand, CO₂ Pufferkapazität und Diffusivität von Mischzementen, cemsuisse-Projekt 201207,» cemsuisse, Bern, 2014.
- [66] U. Rohmann, «Grundlagen des Kalk-Kohlensäure-Gleichgewichts,» in *Wasserchemie für Ingenieure*, München, Oldenburg, Deutscher Verein des Gas- und Wasserfaches DVGW (Hrsg.), 1993, pp. 189-214.
- [67] K. Walz, «Witterungsbeständigkeit von Beton: Verhalten von Betonplatten während 12-jähriger Lagerung im Freien und bei Frost-Tauwechseln im Laboratorium,» *DAfStb: Schriftenreihe Nr. 127*, Ernst & Sohn, Berlin, 1957.
- [68] K. Walz, «Eigenschaften und Verhalten von Beton nach 29jähriger Lagerung im Freien,» *beton*, Bd. 22, Nr. 2, pp. 63-69, 1972.
- [69] V. Shah, K. Scrivener, B. Bhattacharjee und S. Bishnoi, «Changes in microstructure characteristics of cement paste on carbonation,» *Cement and Concrete Research*, Bd. 109, pp. 184-197, 2018.
- [70] W. Matthes, «TFB-Bulletin Dezember 2022: Schnellkarbonatisierungsprüfung nach SIA 262/1 und EN 12390-12,» TFB AG, Wildeggen, 2022.
- [71] H. J. Wierig, «Longtime studies on the carbonation of concrete under normal outdoor exposure,» *Proc. RILEM SEMinar on the Durability of Concrete Structures under Normal Outdoor Exposure*, pp. 239-249, 1984.
- [72] A. M. Neville, Properties of concrete, 4th Edition: Longman, 1995.
- [73] C. Pade und M. Guimaraes, «The CO₂ uptake of concrete in a 100 year perspective,» *Cement and Concrete Research*, Bd. 37, pp. 1348-1356, 2007.
- [74] BTB, «Grosse Aufgaben - gemeinsame Lösungen, Jahresbericht 2022 des BTB,» Bundesverband der Deutschen Transportbetonindustrie e.V., 2022.
- [75] «fib Bulletin 34: Model Code for Service Life Design. Model Code prepared by fib Task Group 5.6, February 2006,» 2006.
- [76] C. Gehlen, P. Schiessl und A. Pecka, «Hintergrundinformationen zum Positionspapier des DAfStb zur Umsetzung des Konzepts von leistungsbezogenen Entwurfsverfahren unter Berücksichtigung von DIN EN 206-1, Anhang J, für dauerhaftigkeitsrelevante Problemstellungen,» *Beton und Stahlbetonbau*, Bd. 103, Nr. 12, pp. 840-851, 2008.

- [77] DAfStb; «Positionspapier des DAfStb zur Umsetzung des KONzepts von leistungsbezogenen Entwurfsverfahren unter Berücksichtigung von CIN EN 206-1, Anhang J,» *Beton- und Stahlbetonbau*, Bd. 103, Nr. 12, pp. 837-839, 2008.
- [78] VDZ; «Erläuterungen zur VDZ-Stellungnahme zum Konzeptentwurf "Dauerhaftigkeit von Beton nach dem System der Expositionswiderstandsklassen" im Dokument D180 des DAfStb UA "Dauerhaftigkeit",» DAfStb, UA "Dauerhaftigkeit" D190, 24.8.2022.
- [79] C. Müller, «How standards support sustainability of cement and concrete in Europe,» *Cement and Concrete Research*, Bd. 173, Nr. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2023.107288>, 2023.
- [80] C. Müller und S. Palm, «Aktuelles Regelwerk vs. ERC-Konzept,» VDZ für DAfStb, UA "Dauerhaftigkeit von Betonbauteilen", 12.9.2022.
- [81] BTB; «Jahresbericht 2022,» 2022.
- [82] U. Wiens, «Dauerhaftigkeit von Betonbauteilen nach dem Performance-Prinzip,» in *Gutes Klima für die Zukunft. Dekarbonisierung als wichtiger Schluessel zum nachhaltigen Bauen mit Beton. 18. Symposium "Baustoff und Erhaltung" am KIT, 10.3.22, Dokument D150*, 2022.
- [83] U. Wiens, «Dauerhaftigkeit von Betonbauteilen nach dem Performance-Prinzip.,» in *18. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung*, p. 23 – 34.
- [84] DAfStb, UA "Dauerhaftigkeit", «Erläuterungen zur VDZ-Stellungnahme zum KONzeptentwurf "Dauerhaftigkeit von Beton nach dem Sytsem der Expositionswidertsandsklassen", Dokument D180».
- [85] H. Ungricht und F. Hunkeler, «Massnahmen gegen chloridinduzierte Korrosion und zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit,» UVEK, ASTRA, Forschungsauftrag 2005/026 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB) und des Amtes für Tiefbau des Kantons Uri, 2008.
- [86] J. Bisshop, Y. Schiegg und F. Hunkeler, «Modelling the corrosion initiation of reinforced concrete exposed to deicing salts,» UVEK, ASTRA, Forschungsprojekt AGB 2011/002 auf Antrag Arbeitsgruppe Brückenforschung, Bern, 2016.
- [87] S. Helland, R. Aarstein und M. Maage, «In-field performance of North Sea offshore plattformen with regard to chloride resistance,» *Structural concrete*, Bd. 11, Nr. 1, pp. 15-24, 2010.
- [88] S. Helland, «Service life prediction of marine structures,» *Proc. of the FIB Symposium Concrete '95, Brisbane, Australia*, , pp. 243-250, 1995.
- [89] M. Maage, S. Helland und J. Carlsen, «Chloride penetration into concrete with light weight aggregates,» Brite EuRam Project BE 96-3942, REport R3, CUR, Gouda, Netherlands, 1999.
- [90] M. Maage, S. Helland, E. Poulsen, O. Vennesland und J. Carlsen, «Service life prediction of en^xisting concrete structires exposed to marine environment,» *ACI Journal*, Bd. 93, Nr. 6, pp. 602-608, 1996.
- [91] F. Fluge, «Marie chlorides - a probabilistic approach to derive provisions for EN 206-1,» Proceedings of the 3rd Duranet Workshop, Tromso, Norway, 2001.
- [92] U. Angst, B. Elsener, C. Larsen und O. Vennesland, «Critical chloride content in reinforced concrete - A review,» *Cement and Concrete Research*, Bd. 39, pp. 1122-1138, 2009.
- [93] R. Browne, «MArine durability survey of the Tongue Sands Tower,» in *Concrete in the Oceans, Technical report 5*, Wexham Springs, Cement and Concrete Association, 1980.
- [94] U. Nürberger, «Korrosion und Korrosionsschutz der Bewehrung im Massivbau - neuere Forschungsergebnisse, Folgerungen für die Praxis und Hinweise für das Regelwerk,» *DaFstb, Heft Nr. 405*, 1990.
- [95] J. Mackechnie und M. Alexander, «Rapid Chloride Test comparisons,» *Concrete International*, Bd. May, pp. 40-45, 2000.

- [96] F. Hunkeler, H. Ungricht und C. Merz, «Vergleichende Untersuchungen zum Chloridwiderstand von Betonen,» ED UVEK, ASTRA, Forschungsauftrag AGB 1998/097 (82/98) auf Antrag der AGB, Bern, 2002.
- [97] P. Bamforth, W. Price und M. Emerson, «An international review of chloride ingress into structural concrete.,» Transport Research Laboratory Contractor Report 359, pp 162, 1997.
- [98] K. De Weerd, «Chloride binding in concrete: recent investigations,» *Materials and Structures*, *Materials and Structures* (2021), <https://doi.org/10.1617/s11527-021-01793-9>, Bd. 54, Nr. 214, 2021.
- [99] L. Tang und L. O. Nilsson, «Chloride binding capacity and binding isotherms of OPC pastes and mortars,» *Cement and Concrete Research*, Bd. 23, pp. 247-253, 1992.
- [100] P. Sandberg, «Studies of chloride binding in concrete exposed in marine environment,» *Cement and Concrete Research*, Bd. 29, pp. 473-477, 1999.
- [101] H. Zibara, D. Hooton, K. Yamada und M. Thomas, «Roles of cement mineral phases in chloride binding,» *Cem. Sci. Concr. Technol.*, Bd. 56, pp. 384-391, 2002.
- [102] B. Johannesson, K. Yamada, L. Nilsson und Y. Hosokawa, «Multi-species ionic diffusion in Concrete with account to interaction between ions in the pore solution and the cement hydrates,» *Materials and Structures*, Bd. 40, pp. 651-665, 2007.
- [103] R. Luo, Y. Cai, C. Wang und X. Huang, «Study of chloride binding and diffusion in GGBS concrete.,» *Cement and Concrete Research*, Bd. 33, pp. 1-7, 2003.
- [104] R. Loser, B. Lothenbach, A. Leemann und M. Tuchschnid, «Chloride resistance of concrete and its binding capacity – Comparison between experimental results and thermodynamic modeling,» *Cement and Concrete Composites*, Bd. 32, pp. 34-42, 2010.
- [105] V. Ngala und C. Page, «Effect of carbonation on pore structure and diffusional properties of hydrated cement pastes.,» *Cement and Concrete Research*, Bd. 27, Nr. 7, pp. 995-1007, 1997.
- [106] R. Loser und A. Leemann, «Chloridwiderstand und w/SiO₂r, Präsentation A. Leemann in UAG Anhang ND, 2023, Daten unveröffentlicht».
- [107] Y. Esch, L. Haller und A. Panyarot, FHNW, Hochschule für Architektur, Bau und Geomatik, Olten, 2023.
- [108] L. Tang und L.-O. Nilsson, «Rapid determination of chloride diffusivity in concrete by applying an electrical field,» *ACI Materials Journal*, Bd. 98, Nr. 1, pp. 49-53, 1992.
- [109] P. Streicher und M. Alexander, «A critical evaluation of chloride diffusion test methods for concrete,» in *3rd CANMET / ACI Int. Conf. on Durability of Concrete, supplementary papers, pp 517-530*, Nice, France, 1994.
- [110] C. Gehlen, «Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken, Zuverlässigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion. D 82 (Diss. RWTH Aachen),» *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, Bd. Heft 510, p. 106 ff, 2000.
- [111] P. Bamforth, «Definition of exposure classes and concrete mixes requirements for chloride contaminated environments.,» in *Corrosion of reinforcement in concrete. Eds.: Page, C.L., Bamforth, P.B., Figg, J.W.*, Cambridge, The Royal Society of Chemistry, 1996, pp. 176-188.
- [112] W. Matthes und J. Bisshop, «BE I und BE II - Prüfungen zum Frost- und Frosttaumittelwiderstand, TFB Bulletin Nr. 2, April 2021,» TFB AG, Wildeg, 2021.
- [113] R. Werner, F. Hunkeler, U. Mühletaler und C. Ly, «Evaluation des Frosttaumittel-Widerstands von Beton - Vergleich von vier Prüfverfahren,» Forschungsprojekt Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK, Bundesamt für Strassen, VSS 2011/501 auf Antrag des Schweizerischen Verbandes der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS), 2016.
- [114] M. Setzer, «Einfluss des Wassergehalts auf die Eigenschaften des erhärteten Betons,» In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Schriftenreihe 280*, Bd. 280, pp. 43-117, 1977.

- [115] F. de Quervain, Technische Gesteinskunde, 2. Aufl., Mineralogisch Technische Reihe, Basel: Springer Basel AG, 1967.
- [116] M. Setzer, «Grundlagen zu Frost-Tau-Prüfverfahren: Oberflächenabwitterung und innere Schädigung,» in *Betonbau in Forschung und Praxis: Festschrift zum 60. Geburtstag von György Iványi*, Düsseldorf: Verl. Bau und Technik, 1999, Verlag Bau und Technik, 1999.
- [117] P. Grübl, «Über die Rolle des Eises im Gefüge zementgebundener Baustoffe,» *beton*, Bd. 31, Nr. 2, p. 54–58, 1981.
- [118] G. Fagerlund, «The critical degree of saturation method of assessing the freeze/thaw resistance of concrete,» *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, Bd. 10, Nr. 58, pp. 217-229, 1977.
- [120] L. O. Nilsson, S. Kamali-Bernard und M. Santhanam, «Durability of Reinforced Concrete Structures and Penetrability,» in *RILEM STAR 230-PSC: Performance-Based Specifications and Control of Concrete Durability*, Springer, 2015, pp. ISBN 978-94-017-7308-9..
- [121] K. Tuutti, «Corrosion of steel in concrete. CBI Research Report 4.82,» Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, 1982.
- [122] D. Bürchler, «Der elektrische Widerstand von zementösen Werkstoffen,» Diss. ETH Nr. 11876, Zürich, 1996.
- [123] Y. Schiegg, «Online-Monitoring zur Erfassung der Korrosion der Bewehrung von Stahlbetonbauten,» Diss. ETH Nr. 14583, Zürich, 2002.
- [124] F. Jacobs, F. Hunkeler und B. Mühlen, «Prüfung und Bewertung der Betonqualität am Bauwerk,» UVEK, Bundesamt für Strassen, Forschungsprojekt AGB 2014/008 im Auftrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung, 2018.
- [125] P. Azarsa und R. Gupta, «Electrical Resistivity of Concrete for Durability Evaluation: A Review,» *Hinawi Advances in Material Sciences and Engineering*, Bd. 2017, p. <https://doi.org/10.1155/2017/8453095>, 2017, Article ID 8453095.
- [126] A. Leemann, P. Nygard, J. Kaufmann und R. Loser, «Relation between carbonation resistance, mix design and exposure of mortar and concrete.,» *Cement and Concrete Composites*, Bd. 62, pp. 33-43, 2015.
- [127] H. S. Pietersen, «Reactivity of Fly Ash and Slag in Cement,» PhD Thesis, Delft University of Technology, 1993.
- [128] J. Bijen, «Blast Furnace Slag Cement for Durable Marine Structures,» VNC/Beton Prisma, Assoc. of the Netherlands Cement Industry, Hertogenbosch, Netherlands, 1998.
- [129] H. Romberg, «Zementsteinporen und Betoneigenschaften,» *Beton-Informationen*, Bd. 18, Nr. 5, pp. 50-55, 1978.
- [130] E. Rozière, «Etude de la durabilité des bétons par une approche performantielle, Thèse,» Université de Nantes, Nantes, 2007.
- [131] S. 262:2013, «Betonbau,» Zürich, 2013.
- [132] J. Lumley, R. Gollop, G. Moir und H. Taylor, «Degrees of reaction of the slag in some blends with Portland cement,» *Cement and Concrete Research*, Bd. 26, pp. 139-151, 1996.
- [133] V. Kocaba, E. Gallucci und K. Scrivener, «Methods for determination of degree of hydration of slag in blended cement pastes,» *Cement and Concrete Research*, Bd. 42, pp. 511-525, 2012.
- [134] M. Yio, J. Phelan, H. Wong und N. Buenfeld, «Determining the slag fraction, water/binder ratio and degree of hydration in hardened cement pastes,» *Cement and Concrete Research*, Bd. 56, pp. 171-181, 2014.
- [135] Holcim Schweiz, «Holcim Schweiz AG, Holcim Partner Net, Susteno 3R,» 2020.
- [136] G. Rohrbach, J. Danilejko, H. Erler, J. Gaensmantel, G. Yildiz und E. Geiser, «Hydraulisches Bindemittel mit reduzierter Schwindung und seine Verwendung, DE19853196A1,» Rohrbach Zement GmbH und Co KG, 1998.

- [137] J. Hilger, «Combined utilization of oil shale energy and oil shale minerals within production of cement and other hydraulic binders,» *Oil shale*, Bd. 20, Nr. 3, pp. 347-355, 2003.
- [138] SN EN 197-1:2011, «Zement - Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement,» Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2011.
- [139] SN EN 450-1:2012, 2. Auflage, «Flugasche für Beton - Teil 1: Definition, Anforderungen und Konformitätskriterien,» Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2012.
- [140] R. Rankers, «Untersuchungen zur Wirksamkeit von Steinkohlenflugaschen mit Prüfzeichen als Betonzusatzstoff nach DIN 1045, Abschlußbericht,» R. Institut für Bauforschung. Rhein.-Westf. Technische Universität Aachen, 1985.
- [141] P. Bösch, T. Holzapfel und H. Scholz, «Röntgenographische Untersuchungen an Steinkohlenflugstäuben,» *Zement – Kalk – Gips*, Bd. 39, Nr. 1, pp. 36-38, 1986.
- [142] SN EN 13263-1+A1:2009, «Silikastaub für Beton - Teil 1: Definitionen, Anforderungen und Konformitätskriterien,» Schweizer Ingenieur- und Architektenverein (SIA), Zürich, 2009.
- [143] SIA 162.051 Bauwesen, «SN EN 206-1: 2000, Beton Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität,» Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Postfach, CH-8039 Zürich, 2003.
- [144] V. C. Papadakis, C. G. Vayenas und M. N. Fardis, «Fundamental modelling and experimental investigation of concrete carbonation,» *ACI Material Journal*, Nr. July-August 1991, pp. 363-373, 1991.
- [145] «Duracrete - Probabilistic Performance based durability design of concrete structures: General Guidelines for durability design and redesign,» Report No. BE95-1347/R14, 2000.
- [146] S. v. Greve Dierfeld, «Korrosionsrisiko in der XC2-Exposition,» cemsuisse, Bern, 2022.