Leistungsbezogene Bewertung der Dauerhaftigkeit von Beton in der Praxis

Von der Fakultät für
Bau- und Umweltingenieurwissenschaften
der Ruhr-Universität Bochum

zur

Erlangung des akademischen Grades
DOKTOR-INGENIEUR
(Dr.-Ing.)

genehmigte
DISSERTATION

von

David Ov, M.Sc.
geb. in Castrop-Rauxel

Bochum, im Juli 2025

Tag der Einreichung: 9. Juli 2025
Tag der mündlichen Prüfung: 5. November 2025

1. Gutachter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher
Lehrstuhl für Baustofftechnik
Ruhr-Universität Bochum

2. Gutachter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Prof. h.c. Christoph Gehlen
Lehrstuhl für Werkstoffe und Werkstoffprüfung im Bauwesen
Technische Universität München

Vorwort

Die vorliegende Dissertation ist in den Jahren 2021 bis 2025 während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Baustofftechnik der Ruhr-Universität Bochum (RUB) und anschließend als Projektleiter beim Deutschen Ausschuss für Stahlbeton e.V. (DAfStb) entstanden.

Diese Arbeit basiert auf den Forschungsergebnissen des Verbundvorhabens „Dauerhaftigkeit von Beton nach dem Performance-Prinzip“, konkret aus dem „Projekt 5: Annahmeprüfungen auf der Baustelle / Abnahmeprüfungen am Bauwerk“ (IGF-Vorhaben Nr. 21823 N), das in Kooperation mit dem Lehrstuhl für Werkstoffe und Werkstoffprüfung im Bauwesen der Technischen Universität München (TUM) und der Forschungsgemeinschaft Transportbeton e.V. (FTB) bearbeitet wurde. Dieses Forschungsvorhaben wurde über die Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen „Otto von Guericke“ e.V. (AiF) im Rahmen des Programms zur Förderung der Industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Klimaschutz (BMWK) gefördert. Für die finanzielle Förderung und Unterstützung des Vorhabens sei den oben genannten Institutionen herzlich gedankt.

An dieser Stelle möchte ich mich besonders bei meinem Doktorvater Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher bedanken, für die Möglichkeit zur Verfassung dieser Arbeit und vor allem das Vertrauen, meine akademische Laufbahn an dem Lehrstuhl für Baustofftechnik ausüben zu dürfen. Mein großer Dank gilt zudem Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Prof. h.c. Christoph Gehlen, für das wissenschaftliche Interesse sowie die freundliche Bereitschaft als Zweitgutachter meiner Arbeit.

Des Weiteren danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Udo Wiens herzlich dafür, dass ich an meiner neuen Arbeitsstelle die nötige Zeit für die endgültige Fertigstellung dieser Dissertation erhalten habe. Bei den Münchener Forschungspartnern Herrn M.Sc. Juan Mauricio Lozano Valcarcel und Herrn Dr.-Ing. Thomas Kränkel möchte ich mich für die wertvolle Unterstützung und überaus kollegiale Zusammenarbeit bedanken. Außerdem möchte ich meinen Dank an die ehemaligen Kollegen und Kolleginnen des gesamten Lehrstuhls ausrichten. Insbesondere sei an dieser Stelle Frau Dr.-Ing. Bou-Young Youn-Čale, Frau M.Sc. Christina Krikelis, Herrn M.Sc. Maximilian Weiß, Frau M.Sc. Julia Neumann, Herrn Dr.-Ing. Niklas Schäfer, Herrn B.Sc. Jonas Kopp, Herrn Marc Kemper, Herrn Leonhard Roos und Frau Julia Rogalski für die gemeinsame Zeit am Lehrstuhl gedankt.

Darüber hinaus möchte ich auch meine Freunde, die ich seit dem Beginn meines Studiums kenne und mit denen ich diese prägsame Zeit gemeinsam durchgestanden habe, besonders erwähnen. Mein ganz besonderer Dank gilt Herrn M.Sc. Luca-Alexander Kempf, Herrn M.Sc. Frederik Klask, Herrn M.Sc. Samy Tong und Herrn M.Sc. Fabian Bauer.

Zu guter Letzt möchte ich mich liebevoll bei meinen Eltern und Geschwistern für alles bedanken.

Castrop-Rauxel, im Juli 2025
David Ov

Kurzfassung

Die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von neu zu errichtenden Beton- und Stahlbetonbauwerken soll künftig durch ein performance-basiertes Konzept erweitert werden. Bestandteile eines solchen Konzepts sind u.a. leistungsbezogene Nachweise der Betoneigenschaften gegenüber den relevanten Einwirkungen (Karbonatisierung, Chlorideindringung etc.) sowie verifizierte Prognosemodelle für die Dauerhaftigkeit der Bauwerke. Allerdings wird die Umsetzung des performance-basierten Konzepts für die Praxis eine Herausforderung darstellen, wobei die Betonherstellung (im Transportbetonwerk) und die Betonverarbeitung (auf der Baustelle) in unterschiedlichen Verantwortungsbereichen liegen werden. Dazu wird es für eine konkrete Baumaßnahme nicht hinreichend sein, die dauerhaftigkeitsrelevanten Betoneigenschaften z.B. nur einmalig im Rahmen einer Erstprüfung nachzuweisen. In dem performance-basierten Konzept wird es daher erforderlich sein, wie für die Überwachung der Betondruckfestigkeit, auch für die Dauerhaftigkeit des Betons entsprechende Konformitätsnachweise (Transportbetonwerk) sowie An- und Abnahmenachweise (Baustelle) festzulegen.

Globales Ziel dieser Arbeit war, neue Ansätze für An- und Abnahmenachweise durch die Kopplung von leistungsbezogenen Prüfverfahren aufzuzeigen, um die Betondauerhaftigkeit sowohl zum Zeitpunkt der Annahme auf der Baustelle als auch bei der Abnahme am Bauwerk beurteilen zu können. Als weiteres Ziel sollten die dauerhaftigkeitsrelevanten Eigenschaften des eingebauten Betons im Bauwerk anhand von separat hergestellten Proben bewertet und quantifiziert werden. Der Fokus der experimentellen Untersuchungen lag insgesamt auf mehr als 16 Betonen, die auf verschiedenen Baustellen entnommen wurden. Zur leistungsbezogenen Bewertung der Betoneigenschaften wurden die direkten Performance-Prüfverfahren (Karbonatisierungsverfahren unter natürlichen bzw. beschleunigten Prüfbedingungen, Chloridmigrationsversuch, Druckfestigkeitsprüfung) angewendet. Parallel dazu wurden an den Betonen auch dauerhaftigkeitsbezogene Parameter mit indirekten Schnellprüfverfahren (spezifische Elektrolytwiderstandsmessung, Rückprallmessung) ermittelt.

Es stellte sich bei den Untersuchungen heraus, dass die ermittelten Kenngrößen grundsätzlich eine geringe Streuung zwischen den einzelnen Betonchargen aufwiesen und somit gleichmäßige Eigenschaften der jeweiligen Betonsorte sichergestellt waren. Des Weiteren wurden mögliche Korrelationen zwischen den Materialkennwerten eruiert. So wurde die Beziehung zwischen dem Chloridmigrationskoeffizienten und dem spezifischen Elektrolytwiderstand von verschiedenen Betonsorten bestätigt. Zwischen den Karbonatisierungsverfahren unter natürlichen bzw. beschleunigten Prüfbedingungen wurde eine funktionale Beziehung ermittelt, wodurch eine erhebliche Verkürzung der Prüfzeit des Karbonatisierungswiderstands erreicht werden konnte. Darüber hinaus waren die Betoneigenschaften im Bauteil nicht mit jenen gleichzusetzen, die an den separat hergestellten Proben bestimmt wurden. Hierzu zeigte sich, dass bei den Bauteilproben der Chloridmigrationskoeffizient um etwa 39 % und die Karbonatisierungsrate um ca. 28 % höher ausfiel als bei den separat hergestellten Proben, was insgesamt auf einen geringeren Materialwiderstand der Betone im Bauteil hindeutete. Dabei spielte insbesondere der Einfluss der Nachbehandlungsdauer am Bauteil eine entscheidende Rolle. Generell war auch festzuhalten, dass die Dauerhaftigkeit und die Druckfestigkeit nicht eindeutig zusammenhängen und vielmehr andere Einflüsse (z.B. Wahl der Zementart) im Vordergrund standen. Daher ist es umso wichtiger, die dauerhaftigkeitsrelevanten Eigenschaften direkt zu bewerten, um fundierte Aussagen über die Dauerhaftigkeit des Betons treffen zu können.

Abstract

The durability of newly constructed reinforced concrete structures could be ensured by a performance-based concept in the future. Parts of this concept are performance-based assessments of the concrete properties in terms of the relevant influences (carbonation, chloride penetration etc.) as well as verified durability prediction models for the structures. However, the implementation of the performance-based concept will certainly be a challenge in practice, although the production of concrete (in ready-mixed concrete plants) and the execution of concrete (on construction sites) will involve two different areas of competence. Furthermore, it will not be sufficient for a specific construction project to verify the durability-relevant concrete properties only once, e.g. as part of an initial test. In the performance-based concept, it will therefore be necessary to define appropriate conformity assessments (ready-mixed concrete plant) as well as receiving and acceptance assessments (construction site) for the durability of the concretes, similar to the conformity tests of the concrete compressive strength.

The overall aim of this thesis was to demonstrate new approaches for receiving and acceptance verifications by using performance tests, allowing the durability of concrete to be verified during concrete delivery on the construction site as well as at the time of final acceptance of the completed structure. As an additional aim, the durability-relevant properties of the concrete built into the structure had to be assessed and quantified on the basis of separately produced samples. The focus of the experimental investigations involved a total of 16 concretes, which were obtained from various construction sites. The assessment of the concrete properties was carried out by means of performance tests (carbonation test under natural or accelerated test conditions, chloride migration test, compressive strength test). Simultaneously, durability-related parameters were also determined on the concretes using indirect rapid test methods (specific electrolyte resistance measurement, rebound measurement).

The results of the investigations revealed that the determined material parameters exhibited little variability between the individual concrete batches, thus ensuring consistent qualities and properties of the respective concretes. Moreover, possible correlations between the material parameters were identified. Thereby, the correlation between the chloride migration coefficient and the specific electrolyte resistance of different types of concrete has been confirmed. In addition, a functional correlation was established between the carbonation methods under natural and accelerated test conditions, enabling a considerable reduction of the test time regarding the carbonation resistance. Beyond this, the concrete properties in the structural components showed differences to those determined on the separately produced samples. In this regard, the chloride migration coefficient of the component samples turned out to be around 39 % higher and the carbonation rate around 28 % higher than the separately produced samples, which indicated a significantly lower material resistance of the concretes within the structural components. In this context, especially the influence of the curing time within the component played a decisive role. In overall, the investigations also revealed that the durability and the compressive strength are not clearly correlated and that other influences (e.g. the choice of cement type) are more important instead. Consequently, it is essential to assess the durability-relevant properties in order to be capable of making well-founded statements about the durability of concretes.

Inhaltsverzeichnis

Vorwort **I**

Kurzfassung **II**

Abstract **III**

Kapitel 1 | Einführung **1**

1.1 Ausgangssituation und Problemstellung ... 1

1.2 Motivation und Zielsetzung ... 2

1.3 Aufbau und Vorgehensweise ... 4

Kapitel 2 | Stand der Forschung und Technik **5**

2.1 Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Bauwerken ... 5

2.1.1 Deskriptives Konzept ... 5

2.1.2 Performance-basiertes Konzept ... 7

2.2 Bedingungen für Bewehrungskorrosion in Bauwerken ... 9

2.3 Materialwiderstand von Beton gegenüber Karbonatisierung ... 11

2.3.1 Grundlegendes ... 11

2.3.2 Derzeitige normative Anforderungen ... 13

2.3.3 Performance-Prüfverfahren ... 14

2.3.3.1 Langzeitprüfmethoden unter natürlicher CO_2-Konzentration ... 14

2.3.3.2 Schnellprüfmethoden unter erhöhter CO_2-Konzentration ... 16

2.3.4 Indirekte Prüfverfahren ... 17

2.3.4.1 Permeabilitätsmessung ... 17

2.3.4.2 Druckfestigkeit ... 18

2.4 Materialwiderstand von Beton gegenüber Chlorideindringen ... 20

2.4.1 Grundlegendes ... 20

2.4.2 Derzeitige normative Anforderungen ... 22

2.4.3 Performance-Prüfverfahren ... 23

2.4.3.1 Chloriddiffusionsversuch ... 23

2.4.3.2 Chloridmigrationsversuch ... 25

2.4.4 Indirekte Prüfverfahren ... 26

2.4.4.1 Spezifische Elektrolytwiderstandsmessung ... 26

2.4.4.2 Druckfestigkeit ... 30

2.5 Einflussfaktoren auf den Materialwiderstand von Beton 31
2.5.1 Betontechnologische Einflüsse 31
2.5.1.1 Zement- bzw. Bindemittelart 31
2.5.1.2 Wasserzement- bzw. Wasserbindemittelwert 35
2.5.1.3 Zement- bzw. Bindemittelgehalt 36
2.5.1.4 Betonalter, Gesteinskörnung und Zusatzmittel 37
2.5.2 Ausführungs- und expositionsbedingte Einflüsse 38
2.5.2.1 Einbau und Nachbehandlung 38
2.5.2.2 Feuchtigkeit 40
2.5.2.3 Temperatur 41
2.5.2.4 CO_2-Konzentration bei Karbonatisierung 42
2.6 Betoneigenschaften am Bauwerk und an separat hergestellten Proben 44
2.6.1 Grundsätzliches 44
2.6.2 Mechanische Eigenschaften 45
2.6.3 Dauerhaftigkeitsrelevante Eigenschaften 47

Kapitel 3 | Experimentelle Untersuchungen 49

3.1 Vorbemerkung 49
3.2 Vorgehensweise 49
3.3 Untersuchungsprogramm 50
3.3.1 Baustellen und Betone 50
3.3.2 Probenahme und Frischbetoneigenschaften 52
3.3.3 Probenherstellung 52
3.3.3.1 Separat hergestellte Proben 52
3.3.3.2 Demonstrator-Bauteile 53
3.3.4 Versuchsmatrix 55
3.3.5 Direkte Performance-Prüfverfahren 57
3.3.5.1 Druckfestigkeitsprüfung 57
3.3.5.2 Karbonatisierungsverfahren 58
3.3.5.3 Chloridmigrationsversuch 60
3.3.6 Indirekte Schnellprüfverfahren 62
3.3.6.1 Spezifische Elektrolytwiderstandsmessung 62
3.3.6.2 Rückprallmessung 64

Kapitel 4 | Auswertung der Ergebnisse 66

4.1 Ergebnisse der Frischbetoneigenschaften ... 66
4.1.1 Luft- und Frischbetontemperatur ... 66
4.1.2 Konsistenz ... 66
4.1.3 Rohdichte ... 67
4.1.4 Luftgehalt ... 68
4.2 Ergebnisse der direkten Performance-Prüfverfahren ... 68
4.2.1 Druckfestigkeit ... 68
4.2.2 Karbonatisierungsrate ... 70
4.2.2.1 Unter natürlichen Prüfbedingungen ... 70
4.2.2.2 Unter beschleunigten Prüfbedingungen ... 73
4.2.3 Chloridmigrationskoeffizient ... 76
4.3 Ergebnisse der indirekten Schnellprüfverfahren ... 78
4.3.1 Spezifischer Elektrolytwiderstand ... 78
4.3.2 Rückprallwert ... 81

Kapitel 5 | Korrelationsanalyse der Ergebnisse 82

5.1 Gegenüberstellung von Betoneigenschaften ... 82
5.1.1 Karbonatisierungsrate ↔ Druckfestigkeit ... 82
5.1.2 Chloridmigrationskoeffizient ↔ Druckfestigkeit ... 84
5.1.3 Karbonatisierungsrate K_c ↔ Karbonatisierungsrate K_{ac} ... 85
5.2 Gegenüberstellung von direkten und indirekten Prüfverfahren ... 86
5.2.1 Karbonatisierungsrate ↔ Rückprallwert ... 86
5.2.2 Chloridmigrationskoeffizient ↔ Spezifischer Elektrolytwiderstand ... 87
5.3 Gegenüberstellung von separat hergestellten Proben und Bauteilproben ... 90
5.3.1 Druckfestigkeit ... 90
5.3.2 Karbonatisierungsrate ... 92
5.3.3 Chloridmigrationskoeffizient ... 94
5.3.4 Spezifischer Elektrolytwiderstand ... 97
5.3.5 Rückprallwert ... 99

Kapitel 6 | Fazit **100**

6.1 Zusammenfassung 100

6.2 Ausblick 106

Literaturverzeichnis **107**

Abbildungsverzeichnis **119**

Tabellenverzeichnis **123**

Anhang **124**

Lebenslauf **147**

Kapitel 1 | Einführung

1.1 Ausgangssituation und Problemstellung

„*Bei der Planung und Berechnung des Tragwerks sind eine ausreichende Tragfähigkeit, die Gebrauchstauglichkeit und die Dauerhaftigkeit zu beachten*“

so lauten die Grundanforderungen und Prinzipien im EUROCODE 0 [1], nach denen ein Bauwerk entworfen und ausgeführt werden muss. Die Erkenntnisse der letzten Jahrzehnte mit den vermehrt aufgetretenen Bauwerksschädigungen haben dazu beigetragen, dass in den geltenden Regelwerken wie DIN EN 206 [2], DIN 1045-2 [3] und DIN EN 1992-1-1 [4] neben der Sicherstellung einer ausreichenden Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit auch der Dauerhaftigkeit eine zunehmende Bedeutung beigemessen wird [5]. So gilt nach DIN EN 1992-1-1 [4] ein Bauwerk bzw. Tragwerk als angemessen dauerhaft, wenn es über eine vorgesehene Nutzungsdauer die geforderte Funktion hinsichtlich Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit ohne wesentlichen Verlust der Nutzungseigenschaften sowie mit einem angemessenen Instandhaltungsaufwand sicherstellt.

Im Gegensatz zu dem semi-probabilistischen Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten bei der Tragfähigkeit sowie Gebrauchstauglichkeit, erfolgt die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonkonstruktionen bislang nach einem deskriptiven Konzept [6]. Hierzu werden für die zugehörigen Expositionsklassen zum einen Grenzwerte für die Betonzusammensetzung (z.B. höchstzulässiger Wasserzementwert, Mindestzementgehalt, Mindestdruckfestigkeit) festgelegt und zum anderen einzuhaltende konstruktionsbedingte Anforderungen (z.B. Mindestbetondeckung) vorgegeben. Bei globaler Einhaltung dieser deskriptiven Vorgaben ist eine Nutzungsdauer der Bauwerke von rd. 50 Jahren gewährleistet [2].

Auf der einen Seite stößt diese deskriptive Vorgehensweise an ihre Grenzen, da die Anforderungen nicht auf der Grundlage von validierten Dauerhaftigkeitsbemessungsmodellen basieren, sondern auf empirischen Erfahrungen aus jahrzehntelanger Praxis mit konventionellen Betonen beruhen [7]. Mit Blick auf die Nachhaltigkeit und Ressourcenschonung unterliegt die Betonherstellung derzeit einem stetigen Wandel, in der neue Betonzusammensetzungen mit klinkerärmeren Bindemitteln immer mehr zur Anwendung kommen. Das bedeutet, dass die empirisch-basierten Anforderungsprofile künftig für solche modernen Betone ohne Langzeiterfahrung nicht mehr uneingeschränkt gelten können [8].

Auf der anderen Seite werden mit der deskriptiven Herangehensweise die dauerhaftigkeitsrelevanten Eigenschaften des Betons (bspw. Karbonatisierungs- und Chlorideindringwiderstand etc.) nicht direkt erfasst bzw. leistungsbezogen nachgewiesen. Nach aktuellem Stand wird ein entsprechender Nachweis – neben der Überprüfung der Grenzwerte für die Zusammensetzung – lediglich indirekt anhand der Betondruckfestigkeit erbracht [2]. Darüber hinaus ist eine entkoppelte und materialunabhängige Regelung vorhanden, bei der die Dichtigkeit des Betons und die Mindestbetondeckung separat voneinander betrachtet werden [3, 4].

Vor diesem Hintergrund soll künftig die Dauerhaftigkeit von neu zu errichtenden Beton- und Stahlbetonbauwerken durch ein performance-basiertes Konzept zuverlässiger sichergestellt werden [5, 7]. Dieser Ansatz wurde bereits in der Vergangenheit u.a. durch BUNTE [9] und GEHLEN [10] aufgegriffen und geht gegenwärtig auch in die europäische Normung ein [11]. Bestandteile eines solchen performance-basierten Konzepts sind leistungsbezogene Nachweise der Materialkennwerte mit Bezug auf die relevanten Einwirkungen (Karbonatisierung, Chlorideindringung, Frost- und Frost-Tausalzangriff, Säureangriff etc.) sowie abgesicherte Prognosemodelle für die Dauerhaftigkeit der Bauwerke. Dabei wird angestrebt, dass alle dauerhaftigkeitsrelevanten Betoneigenschaften direkt klassifizierbar sind [12].

In diesem Zusammenhang werden in den einschlägigen Regelwerken sog. Expositionswiderstandsklassen bzw. „Exposure Resistance Classes“ (ERC) eingeführt, welche klare Bewertungskriterien für die dauerhaftigkeitsrelevanten Betoneigenschaften (z.B. Karbonatisierungswiderstand, Chlorideindringwiderstand usw.) festlegen. Diese sind dann entsprechend mit der einzuhaltenden Betondeckung gekoppelt. Die Klassifizierung dieser Betoneigenschaften erfolgt auf probabilistischer Basis, ähnlich wie bei den Druckfestigkeitsklassen des Betons. Somit zielen diese Ansätze vielmehr leistungsbezogen auf die Betoneigenschaften ab und setzen weniger eine deskriptiv einzuhaltende Betonzusammensetzung voraus [10–13].

1.2 Motivation und Zielsetzung

Die Umstellung auf ein performance-basiertes Konzept zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Beton- und Stahlbetonbauwerken wird die Baubranche vor einer großen Herausforderung stellen, was die praktische Umsetzung anbelangt. Dabei liegen die Betonherstellung (im Transportbetonwerk) und die Betonverarbeitung (auf der Baustelle) in unterschiedlichen Verantwortungsbereichen. Dazu wird es für eine konkrete Baumaßnahme bei weitem nicht ausreichen, die Dauerhaftigkeit des Betons z.B. nur einmalig im Rahmen einer Erstprüfung nachzuweisen. In dem künftigen performance-basierten Konzept ist es daher nötig, ähnlich wie bei der Überwachung der Druckfestigkeit des Betons, auch für die dauerhaftigkeitsrelevanten Eigenschaften entsprechende Konformitätsnachweise (Transportbetonwerk) sowie An- und Abnahmenachweise (Baustelle) festzulegen.

Allerdings ist die direkte Prüfung der dauerhaftigkeitsrelevanten Parameter (Karbonatisierung, Chlorideindringung usw.) mit einem hohen Vorbereitungs- und Durchführungsaufwand verbunden. In der Praxis wird es nicht umsetzbar sein, die Betondauerhaftigkeit im hinreichenden Umfang und allein über die direkten Performance-Prüfverfahren überwachen zu können. Vielmehr sind indirekte Rückschlüsse durch Schnellprüfverfahren (bspw. spezifische Elektrolytwiderstandsmessungen mittels Wenner-Sonde) einzubeziehen, die auch in viel engeren Zeitabständen durchführbar und somit baustellengerecht sind. Jedoch fehlen hierfür noch ausreichende Erfahrungen über die Anwendbarkeit und Reproduzierbarkeit auf den Baustellen.

Primäres Ziel dieser Arbeit ist daher, neue Ansätze für An- und Abnahmeprüfungen durch die Kopplung von leistungsbezogenen Prüfverfahren mit schnell durchzuführenden Nachweisen aufzuzeigen, um die Dauerhaftigkeit des Betons zuverlässig beurteilen zu können. Hierzu fehlen jedoch zum einen aussagekräftige und gesicherte Schnellprüfverfahren, zum anderen können aus den bisher existierenden Laboruntersuchungen keine Ansätze abgeleitet werden, die eine hinreichende, aber auch nicht überzogene Betondauerhaftigkeit sicherstellen.

In gleicher Weise ist unklar, wie die Prüfergebnisse an Proben aus dem Bauwerk mit jenen an separat hergestellten und normgelagerten Proben korrelieren. Zumal die Betoneigenschaften im Bauwerk durch den Betoneinbau, die Nachbehandlung und die gegebenen Umgebungsbedingungen beeinflusst werden können. Daher sollen als sekundäres Ziel die dauerhaftigkeitsrelevanten Eigenschaften des eingebauten Betons im Bauwerk bzw. Bauteil anhand von separat hergestellten Proben bewertet und quantifiziert werden.

Dementsprechend werden die geplanten Untersuchungen ausschließlich an auf Baustellen gewonnenen Betonproben durchgeführt. Der Fokus der Untersuchungen wird schwerpunktmäßig auf die Bewertung der Betondauerhaftigkeit gegenüber karbonatisierungs- und chloridinduzierter Bewehrungskorrosion gelegt. Andere dauerhaftigkeitsrelevante Betoneigenschaften (Frostwiderstand, Säurewiderstand etc.) werden in dieser Arbeit nicht thematisiert.

Die Untersuchungsziele dieser Arbeit lassen sich durch die folgenden fünf Fragen darlegen:

1. *Können die dauerhaftigkeitsrelevanten Eigenschaften des Betons mit ausreichender Zuverlässigkeit und Reproduzierbarkeit über die einschlägigen Prüfverfahren nachgewiesen werden?*

2. *Kann der Karbonatisierungswiderstand des Betons hinreichend genau anhand der Druckfestigkeit bewertet werden? Welche Abhängigkeiten (Zementart, w/z-Wert usw.) sind dabei zu berücksichtigen?*

3. *Kann der Chloridmigrationswiderstand des Betons hinreichend genau anhand des spezifischen Elektrolytwiderstands bewertet werden? Welche Abhängigkeiten (Zementart, w/z-Wert usw.) sind dabei zu berücksichtigen?*

4. *Wie korrelieren die Ergebnisse der einschlägigen Prüfungen an aus dem Bauwerk entnommenen Proben mit jenen an separat hergestellten, normgelagerten Proben? Welche Einflüsse lassen sich daraus bezüglich des Betoneinbaus und der Nachbehandlung ableiten?*

5. *Lassen sich leistungsbezogene An- und Abnahmeprüfungen durch Kopplung der (Schnell-)Prüfverfahren als Dauerhaftigkeitsnachweis mit zuverlässiger Anwendbarkeit und Ausführungsgeschwindigkeit für die Praxis ableiten?*

1.3 Aufbau und Vorgehensweise

Die vorliegende Arbeit gliedert sich in sechs Kapitel, von denen Kapitel 1 in die Thematik mit der bestehenden Problemstellung sowie der sich ergebenden Motivation einführt und darauf bezogen die zu verfolgenden Fragen definiert.

In Kapitel 2 wird der aktuelle Stand der Forschung und Technik erörtert. Im Zuge dieser Literaturrecherche wird zum einen auf das deskriptive Konzept und zum anderen auf das performance-basierte Konzept eingegangen, indem die grundlegenden Vorgehensweisen beider Konzepte zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Beton herausgearbeitet werden. Nachfolgend werden die betontechnologischen Grundlagen zur Betondauerhaftigkeit behandelt, indem der Wissensstand hinsichtlich karbonatisierungs- und chloridinduzierter Korrosion beschrieben wird. Hierbei werden existierende Untersuchungsaktivitäten zum leistungsbezogenen Nachweis der Dauerhaftigkeit von Beton aus der Literatur hervorgehoben und zusammengestellt.

Ausgehend von den Grundlagen folgt in Kapitel 3 die Beschreibung der Konzeption und Durchführung der experimentellen Untersuchungen. Hierzu wird zunächst die Zielstellung der Untersuchung sowie die daraus abgeleitete Vorgehensweise erklärt. Darauffolgend werden die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Betone vorgestellt und auf deren Probenherstellung eingegangen. Daran anschließend werden die direkten Performance-Prüfverfahren sowie die indirekten Schnellprüfverfahren im Detail beschrieben.

Die erzielten Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen werden in Kapitel 4 dargestellt und ausgewertet.

In Kapitel 5 werden durch eine Korrelationsanalyse der Untersuchungsergebnisse mögliche Zusammenhänge zwischen den einzelnen Betoneigenschaften, zwischen den direkten und indirekten Prüfverfahren sowie zwischen den separat hergestellten Proben und Bauteilproben abgeleitet. Dabei werden insbesondere die Ergebnisse der eigenen Untersuchungen mit den Erkenntnissen aus der Literaturauswertung verglichen.

Schlussfolgernd werden in Kapitel 6 die zentralen Ergebnisse und Erkenntnisse zusammengefasst und die eingangs aufgestellten Fragen beantwortet, um die Dauerhaftigkeit des Betons durch leistungsbezogene Ansätze in der Praxis bewerten zu können. Darauf aufbauend schließt die Arbeit mit einem Ausblick auf weitere zweckmäßige Forschungsaktivitäten und Entwicklungspotenziale.

Kapitel 2 | Stand der Forschung und Technik

2.1 Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Bauwerken

2.1.1 Deskriptives Konzept

Bislang wird die Dauerhaftigkeit von Beton- und Stahlbetonbauwerken durch eine deskriptive Vorgehensweise geregelt. Den einschlägigen Regelwerken [2–4] zufolge gilt die Dauerhaftigkeit eines Bauwerks als sichergestellt, wenn zum einen gewisse Mindestanforderungen an die Ausgangsstoffe bzw. Betonzusammensetzung und zum anderen die erforderlichen Mindestbetondeckungen (c_{min}) erfüllt werden. Generell sind nachfolgende Anforderungen auf der Materialseite einzuhalten [13]:

- Maximaler Wasserzementwert (max w/z bzw. max $(w/z)_{eq}$),
- Mindestzementgehalt (min z), ggf. mit Anrechnung von Zusatzstoffen,
- Mindestdruckfestigkeitsklasse des Betons (min f_{ck}) etc.

Diese deskriptiven Vorgaben stützen sich in erster Linie auf empirischen Werten aus jahrzehntelanger Praxiserfahrung, die bei globaler Einhaltung eine Nutzungsdauer von 50 Jahren für ein neu ausgeführtes Bauwerk vorsehen [2, 6]. Um diese Maßnahmen für eine ausreichende Dauerhaftigkeit zu gewährleisten, muss zuvor das Bauwerk bzw. jedes einzelne Bauteil in Abhängigkeit von den umgebungsbedingten Einwirkungen klassifiziert werden [2, 3]. Hierfür wird die Einwirkungsseite durch eine Kategorisierung der Umgebungseinflüsse in entsprechenden Expositionsklassen eingestuft, die jeweils ein spezifisches Schadensrisiko und dessen Ausmaß abbilden. In diesem Zusammenhang wird grundsätzlich unterschieden zwischen Einwirkungen, die eine Korrosion der Stahlbewehrung verursachen und jenen, die das Betongefüge angreifen können [13]. Im Folgenden werden ausschließlich die Expositionsklassen für Bewehrungskorrosion (Karbonatisierung (XC) und Chlorideindringen (XD bzw. XS)) beleuchtet, welche in Relation zum vorliegenden Feuchtezustand im Bauteil nochmals in drei bzw. vier weitere Stufen eingeordnet sind (s. Tabelle 1).

Tabelle 1: Expositionsklassen für Bewehrungskorrosion, nach DIN EN 206 [2] und DIN 1045-2 [3]

Expositionsklasse		Umgebung	Beispiele für die Zuordnung
Bewehrungskorrosion			
XC Karbonatisierungsinduzierte Korrosion	XC1	trocken oder ständig nass	Innenbauteile, Bauteile unter Wasser
	XC2	nass, selten trocken	Wasserbehälter, Gründungsbauteile
	XC3	mäßige Feuchte	Außenbauteile, Feuchträume
	XC4	wechselnd nass und trocken	Außenbauteile mit direkter Beregnung
XD Chloridinduzierte Korrosion	XD1	mäßige Feuchte	Bauteile im Sprühnebelbereich von Verkehrsflächen
	XD2	nass, selten trocken	Bauteile, die chloridhaltigen Industriewässern ausgesetzt sind
	XD3	wechselnd nass und trocken	Spritzwasserbereiche bei Brücken, Fahrbahndecken, direkt befahrene Parkdecks
XS Chloridinduzierte Korrosion aus Meerwasser	XS1	salzhaltige Luft	Außenbauteile in Küstennähe
	XS2	unter Wasser	Bauteile, die ständig unter Wasser liegen
	XS3	Tiedebereich, Spritzwasser- und Sprühnebelbereiche	Kaimauern in Hafenanlagen

Die bestehenden deskriptiven Regelungen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Bauwerken variieren in den europäischen Ländern und unterliegen keinen einheitlichen Anforderungen. So gibt es europaweit keine Vereinheitlichung der Grenzwerte (w/z-Wert usw.) für die Expositionsklassen [14, 15]. Vergleicht man z.B. die deskriptiven Vorgaben für die Expositionsklassen XC4 und XD3 der verschiedenen europäischen CEN-Mitgliedstaaten (Spanien (E), Portugal (P), Großbritannien (GB), Niederlande (NL), Deutschland (D), Dänemark (DK) und Norwegen (N)), so werden die Vielfalt und Unterschiede besonders deutlich (s. Abbildung 1 und Abbildung 2) [15–17].

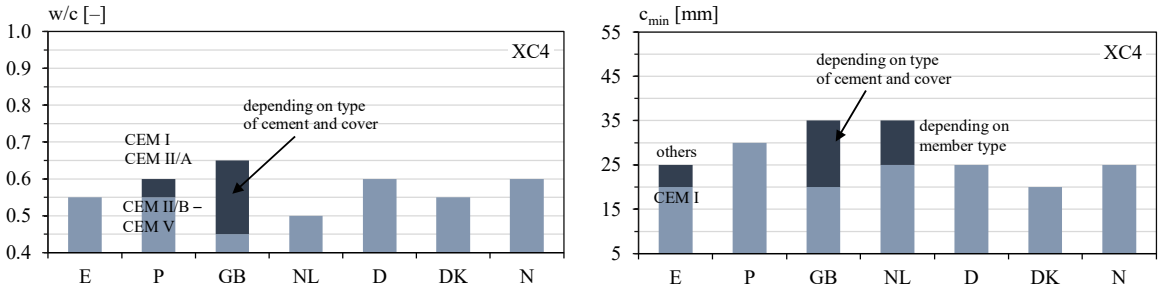


Abbildung 1: Unterschiedliche nationale Vorgaben zum maximalen Wasserzementwert (links) und Mindestbetondeckung (rechts) für die Expositionsklasse XC4, modifiziert nach [17]

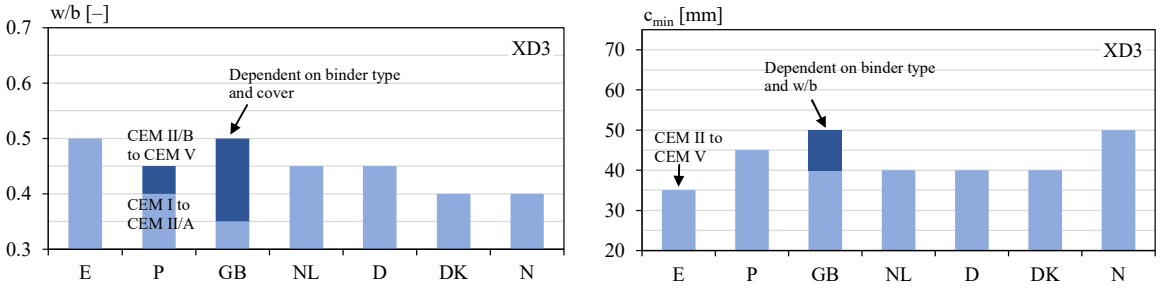


Abbildung 2: Unterschiedliche nationale Vorgaben zum maximalen Wasserbindemittelwert (links) und Mindestbetondeckung (rechts) für die Expositionsklasse XD3, modifiziert nach [15]

Diese Unterschiede sind in erster Linie auf die jeweiligen nationalen Anwendungsregeln zurückzuführen, die als Ergänzung zu den Regelwerken in den einzelnen Ländern festgelegt werden [2–4]. Dies hat – historisch bedingt – zu einer Uneinheitlichkeit trotz der geografischen Nähe vieler Länder geführt. Insbesondere sind in EN 206 [2] nur empfohlene Grenzwerte formuliert, die ursprünglich bei ihrer Normeinführung ausschließlich für CEM I-Zemente vorgesehen waren [14]. Zumal wurden die deskriptiven Vorgaben aufgrund der weiten Spektren eher konservativ ausgelegt, um bei den Mindestanforderungen auf der sicheren Seite zu liegen [18]. Angesichts des kontinuierlichen Wandels in der Betonherstellung mit der zunehmenden Auswahl von neuen klinkereffizienteren Bindemitteln lässt sich dieser deskriptive Ansatz künftig nicht mehr uneingeschränkt umsetzen. So bleibt das unterschiedliche Potenzial der Zemente in Bezug auf ihre dauerhaftigkeitsrelevanten Bindemitteleigenschaften (z.B. Karbonatisierung, Eindringen von Chloriden, Säureangriff etc.) unberücksichtigt. Infolgedessen kann mit dieser deskriptiven Vorgehensweise die tatsächliche Leistungsfähigkeit neuer Bindemittel nicht vollständig ausgeschöpft werden, was in der Praxis folglich zu einem ineffizienten Materialeinsatz und erhöhtem Ressourcenverbrauch führen würde [19].

2.1.2 Performance-basiertes Konzept

In Anbetracht der Unzulänglichkeiten der deskriptiven Herangehensweise soll zukünftig die Dauerhaftigkeit von Bauwerken alternativ nach einem performance-basierten Konzept sichergestellt werden können. Die Basis für ein solches Konzept bilden unter anderem

- probabilistische Modelle zur Prognose der Prozesse, die eine Bewehrungskorrosion auslösen können (z.B. Transportvorgänge, Schädigungsmechanismen, Grenzzustände usw.) und
- leistungsbezogene Bewertungen der Betonmaterialwiderstände gegenüber den relevanten Einwirkungen (z.B. Karbonatisierung, Chlorideindringen etc.) einschließlich der zugehörigen Prüfverfahren [20, 21].

So wurde bereits im FIB MODEL CODE 2010 [22] erstmalig ein vollprobabilistischer, performance-orientierter Ansatz zur Bemessung der Dauerhaftigkeit von Bauwerken eingeführt. Künftig werden hierzu im EUROCODE 2 (im Entwurf) [11] sog. Expositionswiderstandsklassen bzw. „Exposure Resistance Classes“ (ERC) eingeführt. Diese Klassen legen eindeutige Bewertungskriterien für die dauerhaftigkeitsrelevanten Betoneigenschaften fest und beziehen sich zunächst noch auf die Einwirkungen infolge Karbonatisierung (XRC) oder Chloriden (XRDS) [11, 23]. Somit können Betone durch entsprechende Performance-Prüfungen nach ihrer Leistungsfähigkeit in eine Expositionswiderstandsklasse eingeordnet bzw. klassifiziert werden [16].

National wird in naher Zukunft eine neue DAfStb-Richtlinie „Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken nach dem System der Expositionswiderstandsklassen (ERC-Richtlinie)“ [24] erscheinen. Diese Richtlinie soll zunächst sowohl für Innen- als auch Außenbauteile (Hochbau) der Expositionsklassen XC1 bis XC4 und XD1/XS1 gelten, die etwa 80 % des derzeitigen Betonmarkts entsprechen. Die Basis der ERC-Richtlinie sind die neu eingeführten Expositionswiderstandsklassen des neuen EUROCODE 2 [11]. Allerdings werden im Gegensatz zu den Regelungen des EUROCODE 2 [11] die Expositionswiderstandsklassen in dieser Richtlinie auf eine überschaubare, praxisrelevante Anzahl angepasst. Darüber hinaus werden in der Richtlinie sowohl Prüfvorschriften als auch Grenzwerte für die Erstprüfung vorgegeben und Angaben zur Produktionskontrolle geliefert [25]. In einer nächsten Generation der Richtlinie sollen weitergehende Anforderungen für die schärferen Expositionsklassen XD2/XS2 bis XD3/XS3 mit deutlich aufwändigeren Nachweisen entwickelt werden.

In diesem Zusammenhang werden beim Performance-Konzept zur Klassifizierung der Einwirkungen die bislang bewährten Expositionsklassen in unveränderter Form beibehalten (vgl. Tabelle 1). Jeder Expositionsklasse werden mehrere zweckmäßige Kombinationen aus Mindestbetondeckung c_{min} und Expositionswiderstandsklassen zugeordnet. Somit zielt dieser Ansatz vielmehr leistungsorientiert auf die relevanten Betoneigenschaften ab [13]. Weitere Details zu den einzelnen Expositionswiderstandsklassen im Hinblick auf eine Bewehrungskorrosion infolge Karbonatisierung (XRC) oder Chloriden (XRDS) werden in den Kapiteln 2.3.2 und 2.4.2 ausführlicher beschrieben.

Die Klassifizierungen der Betone in den Expositionswiderstandsklassen werden in Abhängigkeit von ihrer Leistungsfähigkeit auf probabilistischer Basis erfolgen, vergleichbar zu den Festlegungen der Druckfestigkeitsklassen. GREVE-DIERFELD [26] stellte diesbezüglich eine veranschaulichende Analogie zum etablierten Bemessungskonzept, nach dem Tragwerke auf Last bemessen werden, dar (vgl. Abbildung 3).

Die Materialwiderstände sind in der Lastbemessung durch Festigkeitsklassen und in der Dauerhaftigkeitsbemessung durch Expositionswiderstandsklassen über standardisierte Leistungsnachweise klassifiziert. Die Einwirkungsseite ist über die Expositionsklassen klassifiziert. Bei der Lastbemessung wird – in Abhängigkeit der anstehenden Lasten und des gewählten Querschnitts – eine Druckfestigkeitsklasse festgelegt. Analog wird im Rahmen der Dauerhaftigkeitsbemessung – in Abhängigkeit der Einwirkung aus der Umgebung und der gewählten Betondeckung c_{min} – eine bestimmte Expositionswiderstandsklasse für Karbonatisierung (XRC) bzw. Chloride (XRDS) gewählt [26]. Im Zuge der Bemessung wird dann ermittelt, welcher Materialwiderstand in Abhängigkeit einer geometrischen Größe (Querschnitt bzw. Betondeckung) erforderlich ist, um der vorliegenden Last (Lastbemessung) bzw. Einwirkung (Dauerhaftigkeitsbemessung) standzuhalten [27].

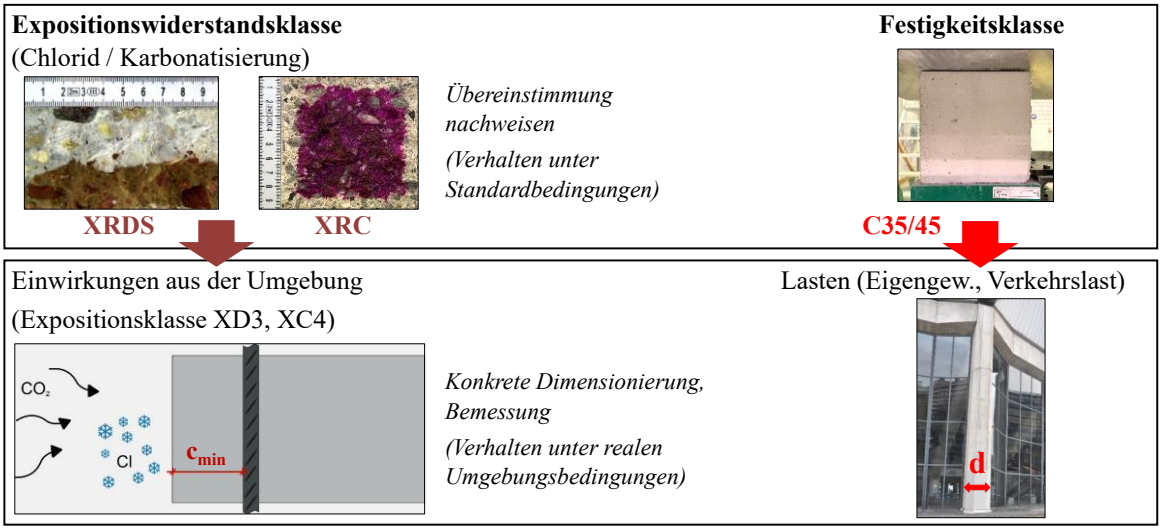


Abbildung 3: Schematische Darstellung der Klassifizierung von Materialwiderständen in Analogie zur Lastbemessung, in Anlehnung an [26]

Ein wesentlicher Vorteil dieser Expositionswiderstandsklassifizierung ergibt sich aus der Möglichkeit, diese durch geeignete Prüfungen direkt nachweisen zu können. Damit können zuvor festgelegte Betonzusammensetzungen den entsprechenden Expositionswiderstandsklassen zugeordnet und hinsichtlich ihrer Leistungsfähigkeit beurteilt sowie optimiert werden. Dadurch kann insbesondere auch von den bisherigen deskriptiven Mindestzementgehalten abgewichen werden und bei reduzierten Zementgehalten das Potenzial des jeweiligen Zements effizient genutzt werden.

2.2 Bedingungen für Bewehrungskorrosion in Bauwerken

Beton- und Stahlbetonbauwerke sind verschiedenen Beanspruchungen und Umwelteinflüssen ausgesetzt und können im Laufe ihrer Nutzungsdauer stark beeinträchtigt werden. Eine der häufigsten Ursachen für Schäden an solchen Bauwerken stellt die Bewehrungskorrosion dar, s. Abbildung 4.

Bei der Korrosion von Betonstahl handelt es sich um einen elektrochemischen Prozess. Grundlage dafür ist das natürliche Bestreben solcher Metalle, nach den Gesetzen der Thermodynamik in ihren energieärmeren Ausgangszustand (Eisenerz) zurückzukehren [28]. Grundsätzlich ist der Bewehrungsstahl im Beton dauerhaft gegen eine mögliche Korrosion geschützt. Dieser Korrosionsschutz beruht in erster Linie auf der hohen Alkalität des Betons. Das bei der Hydratation des Zementklinkers gebildete Calciumhydroxid und die im Zement enthaltenen Alkalien (Kaliumhydroxid KOH und Natriumhydroxid NaOH) schaffen im Porenwasser des Betons ein alkalisches Milieu [18]. Bereits mit einer gesättigten Calciumhydroxidlösung wird ein pH-Wert von etwa 12,5 erreicht. Infolge der in Lösung gehenden Alkalien (KOH und NaOH) steigt die Alkalität des Betons auf pH-Werte zwischen 13,0 und 13,8 an [28]. Diese hohe Alkalität führt zur Ausbildung einer dünnen, passivierenden Eisenoxidschicht auf der Oberfläche des Bewehrungsstahls. Diese wenige Nanometer dünne Passivschicht hemmt die Eisenauflösung und verhindert so eine fortschreitende Korrosion [12, 18].

Nach [18, 28] tritt eine Bewehrungskorrosion in Beton ein, wenn die folgenden Voraussetzungen erfüllt sind:

- Die elektrische Leitfähigkeit des Metalls muss gegeben sein.
- Die anodische Eisenauflösung muss möglich sein.
- Die elektrolytische Leitfähigkeit des Betons muss gegeben sein.
- Es müssen Potentialdifferenzen an der Oberfläche des Stahls vorhanden sein.
- Es muss Sauerstoff im Beton vorhanden sein.

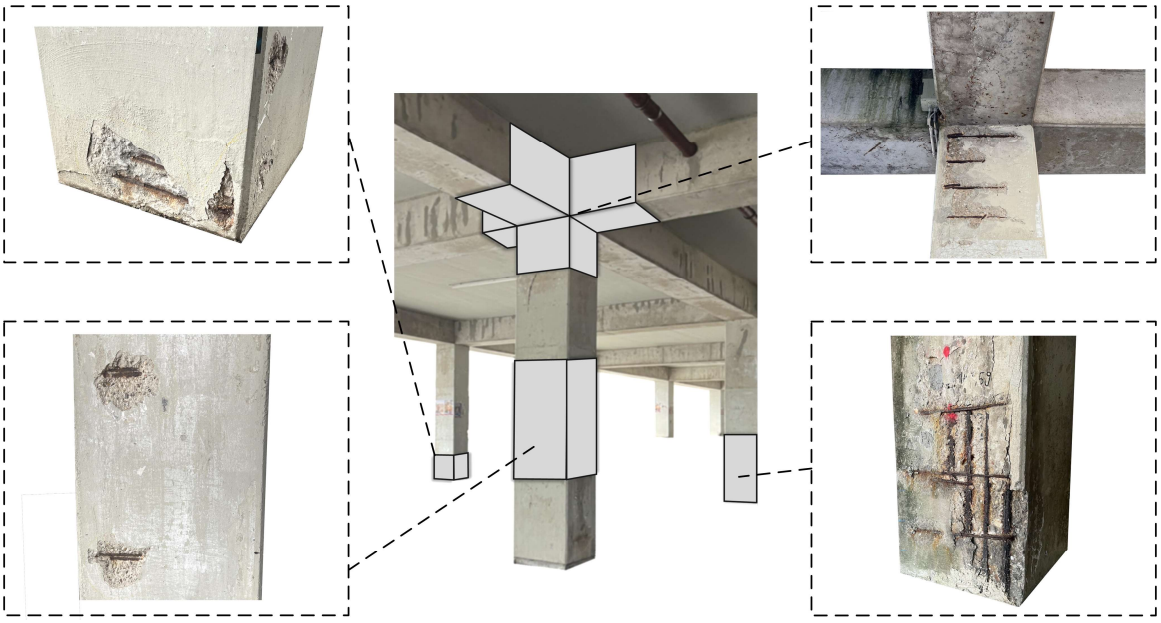


Abbildung 4: Aufnahmen von Bewehrungskorrosionen, dargestellt sind mehrere Bereiche eines Bauwerks

Das Auftreten der Bewehrungskorrosion wird nicht durch eine einzige Bedingung ausgelöst, vielmehr müssen alle notwendigen Voraussetzungen gleichzeitig erfüllt sein. Zum Beispiel ist in trockenen Innenbauteilen die elektrolytische Leitfähigkeit des Betons aufgrund einer geringen Feuchtigkeit stark eingeschränkt, so dass eine Korrosion im Regelfall nicht stattfindet [18, 28]. Des Weiteren wird die Voraussetzung der anodischen Eisenauflösung erst nach der Depassivierung der Bewehrung erfüllt. Unter baupraktischen Bedingungen wird die Depassivierung der Bewehrung durch einen der beiden folgenden Mechanismen ausgelöst [16, 28]:

1. Depassivierung durch den Verlust der Alkalität infolge von Karbonatisierung (s. Kapitel 2.3).
2. Depassivierung durch die Überschreitung des krit. Grenzwerts von Chloriden (s. Kapitel 2.4).

Der zeitliche Schädigungsablauf von Bauwerken lässt sich nach [10, 12, 29] in eine Einleitungs- und Schädigungsphase unterteilen (s. Abbildung 5):

- Im Zuge der Einleitungsphase dringen externe Medien (CO_2 bzw. Chlorid) durch verschiedene Transportprozesse von der Betonoberfläche in den Beton ein. In dieser Phase kommt es noch zu keiner Schädigung des Bauteils. Die Einleitungsphase endet, sobald die Passivschicht der Bewehrung infolge der Karbonatisierung oder des Eindringens von korrosionsauslösenden Chloriden depassiviert bzw. zerstört wird [10, 12].
- Nach der Depassivierung setzt in der anschließenden Schädigungsphase die Bewehrungskorrosion ein. Infolgedessen kommt es zu einem lokalen oder flächigen Abtrag des Bewehrungsquerschnitts. Gleichzeitig treten innere Zugspannungen im Beton durch das größere Volumen der entstehenden Korrosionsprodukte auf. Bei Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons können sich folglich Risse bilden, wodurch es auch zu Abplatzungen der Betondeckung kommt. Dieser fortschreitende Schädigungsprozess kann letztlich zu einem Bauteilversagen führen [10, 12].

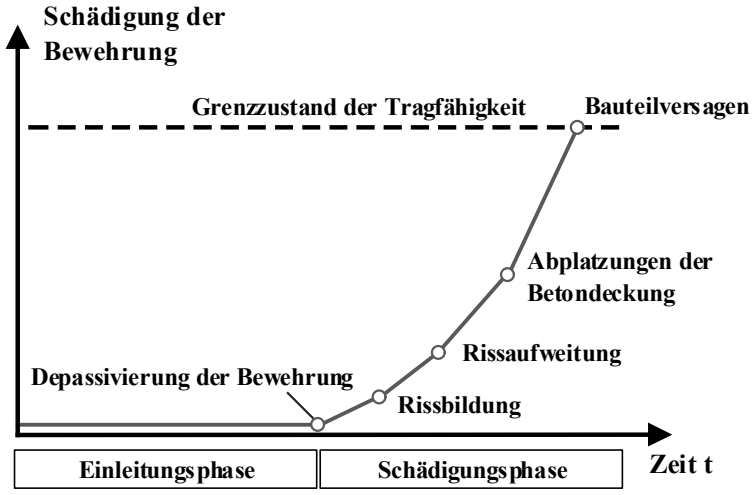


Abbildung 5: Zeitlicher Ablauf der Einleitungs- und Schädigungsphase infolge von Bewehrungskorrosion in Bauwerken, modifiziert nach [10, 12, 29]

Zur Gewährleistung eines dauerhaften Bauwerks können die beiden Phasen u.a. durch die Beschaffenheit der Betondeckung (bzgl. Dichtigkeit und Dicke) zeitlich gestreckt werden. Somit kommt es im Falle einer Bewehrungskorrosion entscheidend auf den Materialwiderstand des Betons an.

2.3 Materialwiderstand von Beton gegenüber Karbonatisierung

2.3.1 Grundlegendes

Eine allgegenwärtige Einwirkung auf die Dauerhaftigkeit von Beton- und Stahlbetonbauwerken stellt die Karbonatisierung dar, die durch das Eindringen von Kohlenstoffdioxid (CO_2) aus der Umgebungsluft in den Beton verursacht wird. Dies kann praktisch alle möglichen Innen- und Außenbauteile sowie konkret genannte Bauwerksarten wie Hochbauten, Brücken, Tunnel und Parkhäuser etc. betreffen.

Gegenwärtig liegt die Konzentration von Kohlenstoffdioxid (CO_2) in der Atmosphäre bei etwa 0,04 Vol.-% (400 ppm), wobei dieser Wert bspw. in geschlossenen Innenräumen je nach Personennutzung geringfügig höher ausfallen kann [30]. Zudem kann in Großstädten oder Tunnelbauwerken mit signifikant erhöhtem Verkehrsaufkommen die CO_2-Konzentration in der Umgebungsluft auch bis zu 0,10 Vol.-% ausfallen [28, 31].

Bei Bauteilen mit Luftkontakt dringt das Kohlenstoffdioxid kontinuierlich in den Beton ein. Dabei basieren das Eindringen von CO_2 sowie der Transport durch das Porensystem des Zements auf dem 1. Fick'schen Diffusionsgesetz [29, 32]. Das eingedrungene Kohlenstoffdioxid löst sich in der Porenlösung und reagiert daraufhin in mehreren Teilprozessen mit den alkalischen Bestandteilen des Zementsteins. Die in der Porenlösung letztendlich entstehende Kohlensäure (H_2CO_3) neutralisiert das alkalisch wirkende Calciumhydroxid ($Ca(OH)_2$), wodurch sich Calciumcarbonat ($CaCO_3$) ergibt [29, 32].

Als Folge der Karbonatisierung sinkt der pH-Wert des Betons mit seinem alkalischen Milieu von ursprünglich >12,5 bis auf ein zunehmend neutralisierendes Milieu unter 9 ab. Der Übergangsbereich des abfallenden pH-Werts im Beton wird dabei als Karbonatisierungsfront bezeichnet. Bei Betonen mit klinkerreichem Portlandzement (z.B. CEM I) hat dieser Prozess den positiven Effekt, dass die Dichtigkeit des Zementsteins durch die Bildung von kristallinem $CaCO_3$ erhöht wird [28].

Mit zunehmender Zeit schreitet die Karbonatisierungsfront von der Betondeckung weiter in das Betoninnere fort [33]. Hierbei wird der Karbonatisierungsfortschritt maßgeblich von den vorherrschenden Expositionen, der Einwirkungsdauer und der Betongüte beeinflusst [34]. So hängt nach [12] der Karbonatisierungsprozess grundsätzlich von der Zusammensetzung des Betons (Zementart, Porensystem etc.), der Vorlagerung (Nachbehandlung des Betons) und den Umgebungsbedingungen (Temperatur, Feuchtigkeitsgehalt des Betons, CO_2-Gehalt der Luft usw.) ab. Diese Einflussgrößen auf den Karbonatisierungsfortschritt werden in Kapitel 2.5 ausführlicher behandelt.

Der zeitliche Verlauf der Karbonatisierungstiefe lässt sich vereinfacht mittels Wurzel-Zeit-Gesetz beschreiben, wobei die genannten Einflussgrößen zu berücksichtigen sind. So verläuft bspw. bei Bauteilen mit wechselnder Durchfeuchtung, wie z.B. im Außenbereich, die Karbonatisierung langsamer als durch das Wurzel-Zeit-Gesetz prognostiziert. Daher stellt dieses Modell in der Regel eine konservative, auf der sicheren Seite liegende Abschätzung der Karbonatisierungstiefe dar [12, 28].

Erreicht die Karbonatisierungsfront die eingebettete Bewehrungslage im Beton, kommt es zu einer Depassivierung, indem der Bewehrungsstahl aufgrund der fehlenden alkalischen Umgebung (pH-Wert < 11,0) seine schützende Passivierungsschicht verliert, vgl. Kapitel 2.2. Bei gleichzeitiger Anwesenheit von sowohl Sauerstoff als auch Feuchtigkeit kommt es zu einer Korrosion der Bewehrung [35]. Im Falle der karbonatisierungsinduzierten Korrosion finden die anodischen und kathodischen Teilprozesse unmittelbar nebeneinander statt. Die dabei entstehenden Korrosionselemente werden aufgrund ihrer räumlichen Ausbildung als Mikrokorrosionselemente bezeichnet. Die Bildung von Mikrokorrosionselementen führt generell zu einem weitgehend gleichmäßigen Korrosionsabtrag der depassivierten Bewehrung [12, 18].

Die Auswirkung der karbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion geht mit einer 2,5-fachen Volumenvergrößerung der Korrosionsprodukte (auch als Rost bekannt) einher. Mit andauerndem Fortschritt der Korrosion erhöhen sich die Spannungen in der Bewehrungslage und es baut sich ein Sprengdruck auf den umgebenden Beton auf, was letztendlich zu einer schädigenden Abplatzung der Betondeckung führt. Als Erscheinungsform ist dann eine gleichmäßige korrodierte Bewehrung am Bauwerk ersichtlich [28, 36].

Die Schädigungsmechanismen, Transportmodellierungen oder Lebensdauerbemessungen bei einer karbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion sind bereits hinreichend behandelt worden und aus [10, 26, 37–45] zu entnehmen. Im weiteren Verlauf wird vorrangig der Karbonatisierungswiderstand des Betons auf Grundlage der nachfolgenden Punkte erörtert:

- Derzeitige normative Anforderungen, die zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Bauwerken gegenüber einer karbonatisierungsinduzierten Korrosion gestellt werden (s. Kapitel 2.3.2).
- Performance-Prüfverfahren, die die Leistungsfähigkeit des Betons gegenüber Karbonatisierung nachweisen (s. Kapitel 2.3.3).
- Indirekte Prüfverfahren, die mögliche Rückschlüsse auf den Karbonatisierungswiderstand des Betons zulassen (s. Kapitel 2.3.4).
- Einflussfaktoren, die bedeutsame Auswirkungen auf den Karbonatisierungsfortschritt von Beton haben (s. Kapitel 2.5).

2.3.2 Derzeitige normative Anforderungen

Um die Dauerhaftigkeit der Bauwerke gegen eine durch Karbonatisierung verursachte Bewehrungskorrosion sicherzustellen, sind normative Anforderungen in Abhängigkeit der Expositionsklassen XC1 bis XC4 vorgegeben, vgl. Kapitel 2.1.1.

In Tabelle 2 werden die einzuhaltenden Grenzwerte für die Betonzusammensetzung (maximaler w/z-Wert, Mindestdruckfestigkeitsklasse, Mindestzementgehalt) nach DIN 1045-2 [3] dargelegt. Mit zunehmender Intensität des Angriffs (von XC1 bis XC4) werden höhere Anforderungen an den Beton gestellt. Demgegenüber sind in Tabelle 3 die erforderlichen Grenzwerte an die Mindestbetondeckung (bei der Verwendung von Betonstahl) nach DIN EN 1992-1-1 [4] angegeben. Ergänzt werden diese Vorgaben zudem durch weitere normative Anforderungen an die Bauausführung, wie die einzuhaltende Nachbehandlungsdauer des Bauteils nach DIN EN 13670 [46]. Die Einhaltung dieser Mindestanforderungen führt zu einer nachgewiesenen Dauerhaftigkeit des Bauwerks bei einer beabsichtigten Nutzungsdauer von 50 Jahren [2–4].

Tabelle 2: Grenzwerte (XC) für Zusammensetzung und Eigenschaften, nach [3]

	Bewehrungskorrosion verursacht durch Karbonatisierung			
Expositionsklassen	**XC1**	**XC2**	**XC3**	**XC4**
max w/z	0,75		0,65	0,60
min f_{ck}	C16/20		C20/25	C25/30
min z [kg/m³]	240		260	280

Tabelle 3: Mindestbetondeckungen (XC) bei Verwendung von Betonstahl, nach [4]

Dauerhaftigkeitsanforderung für $c_{min,dur}$ (mm)			
Anforderungsklasse	**Expositionsklasse**		
	XC1	XC2 / XC3	XC4
S1	10	10	15
S2	10	15	20
S3	10	20	25
S4	15	25	30
S5	20	30	35
S6	25	35	40

Diese deskriptiven Vorgaben zielen maßgeblich auf die Dichtigkeit und Festigkeit des Betons in Form des höchstzulässigen Wasserzementwerts, der Mindestdruckfestigkeitsklasse und des Mindestzementgehalts ab. In diesem Zusammenhang ist besonders der w/z-Wert für die Dauerhaftigkeit des Betons von zentraler Bedeutung. Durch einen höchstzulässigen Wasserzementwert lässt sich der Anteil an Kapillarporen im Betongefüge begrenzen. Dadurch lässt sich der Widerstand von Beton durch niedrige w/z-Werte verbessern, wodurch die Diffusion von Medien (z.B. CO_2) aufgrund einer geringeren Kapillarporosität verlangsamt wird. Umgekehrt gehen mit zunehmenden w/z-Werten eine erhöhte Kapillarporosität im Betongefüge einher und würden damit die Durchlässigkeit von Medien begünstigen [28].

Des Weiteren dient der Mindestzementgehalt dem Erhalt einer hinreichenden Alkalitätsreserve ($Ca(OH)_2$-Potential) zur Sicherstellung der Passivität der Stahlbewehrung. Jedoch muss bei einem vorgegebenen Einheitswert jener auch für klinkerärmere Zemente auf der sicheren Seite liegen. Inzwischen ist der vorgebene Mindestzementgehalt für viele Zemente, insbesondere für die klinkerreichen CEM I- und CEM II/A-Zemente, konservativ zu hoch angesetzt (vgl. Kapitel 2.1.1). Darüber hinaus werden mit der deskriptiven Vorgehensweise die dauerhaftigkeitsrelevanten Betoneigenschaften – wie z.B. der hier relevante Karbonatisierungswiderstand – nicht direkt erfasst.

Vor diesen Hintergründen wird die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Beton- und Stahlbetonbauwerken um das performance-basierte Konzept erweitert, vgl. Kapitel 2.1.2. Dieses Konzept basiert auf den Expositionswiderstandsklassen und lässt die direkte Bewertung der dauerhaftigkeitsrelevanten Betoneigenschaften zu. Für den Fall der Karbonatisierung sind in Tabelle 4 die erforderlichen Mindestbetondeckungen im Zusammenspiel mit den Expositionsklassen (XC) und den Expositionswiderstandsklassen (XRC) sowie unter Berücksichtigung der planmäßigen Nutzungsdauer (50 bzw. 100 Jahre) festgelegt. Diese empfohlenen Mindestbetondeckungen können von den einzelnen CEN-Mitgliedstaaten individuell durch ihre nationalen Anhänge angepasst werden [11, 13].

Tabelle 4: Mindestbetondeckungen in Abhängigkeit von den Expositionsklassen und Expositionswiderstandsklassen für die Beständigkeit gegen Korrosion infolge von Karbonatisierung, nach [11]

ERC	Expositionsklasse (Karbonatisierung)							
	XC1		XC2		XC3		XC4	
	Geplante Nutzungsdauer (Jahre)							
	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

Die Einstufung der XRC-Widerstandsklasse basiert auf der Karbonatisierungsrate [mm/√Jahr] des jeweiligen Betons, ermittelt im Zuge einer Performance-Prüfung. Die Klassenbezeichnung charakterisiert die Karbonatisierungstiefe [mm] (90 %-Quantil), die nach 50 Jahren unter bestimmten Referenzbedingungen (konstante CO_2-Konzentration von 400 ppm, bei 20 °C und 65 % r. F.) erreicht wird [13]. Exemplarisch steht für XRC 0,5 eine am Beton nachgewiesene Karbonatisierungsrate von 0,5 mm/√50 Jahre, was auf einen vergleichsweise hohen Widerstand des Betons hindeutet und dieser mit einer geringeren erforderlichen Mindestbetondeckung berücksichtigt werden kann [13].

2.3.3 Performance-Prüfverfahren

2.3.3.1 Langzeitprüfmethoden unter natürlicher CO_2-Konzentration

Zur Bewertung des Karbonatisierungswiderstands von Beton liegen mehrere Performance-Prüfverfahren in Form von Langzeit- oder Schnellprüfmethoden vor. Während die Langzeitprüfmethoden bedingt durch den – unter natürlicher CO_2-Konzentration – langsamen Karbonatisierungsfortschritt mindestens ein Jahr andauern können, ermöglichen die Schnellprüfmethoden durch eine Erhöhung der CO_2-Bedingungen einen beschleunigten Karbonatisierungsprozess (s. Kapitel 2.3.3.2).

Das Verfahren zur Bestimmung des Karbonatisierungswiderstands von Beton unter natürlicher CO_2-Konzentration (0,04 Vol.-%) ist in DIN EN 12390-10 [47] geregelt. Im Rahmen dieser Langzeitprüfmethode werden entweder zwei Betonprismen (mind. 350 mm lang) oder mindestens sechs Betonwürfel (150 mm Kantenlänge) von der gleichen Betoncharge hergestellt, nach einem Tag ausgeschalt und anschließend bis zum 28. Tag unter Wasser gelagert. Im Anschluss werden die Betonproben nach [47] wahlweise in einer Standardklimakammer (20 °C und 65 % r. F.) oder an einem Standort unter natürlichen Expositionsbedingungen (vor Niederschlag geschützt) ausgesetzt.

Der Karbonatisierungsfortschritt wird nach [47] konventionell mittels Sprühtest in einem Prüfintervall von 3 Monaten, 6 Monaten und 12 Monaten bestimmt. Hierzu wird zu jedem Prüfzeitpunkt eine etwa 50 mm dicke Scheibe des Betonprismas abgespalten und die frische Bruchfläche mit einer pH-Indikatorlösung (z.B. Phenolphtalein) besprüht. Die sich ergebenden Karbonatisierungstiefen lassen sich mit Hilfe der Indikatorlösung und dem daraus resultierenden Farbumschlag (bei einem pH-Wert von etwa 8,5) indikativ nachweisen [48]. Bei der Messung an Betonwürfeln werden zwei Proben einmalig für jedes Prüfalter in der Mitte gespalten, wobei eine Hälfte jeder Würfelprobe zur Messung der Karbonatisierungstiefe betrachtet wird. Der Karbonatisierungsfortschritt im Beton, ausgedrückt als Karbonatisierungsrate K_c in mm/Jahr$^{1/2}$, kann unter Berücksichtigung der erfassten Messdaten und mittels Wurzel-Zeit-Gesetz abgeschätzt werden (s. Abbildung 6) [47].

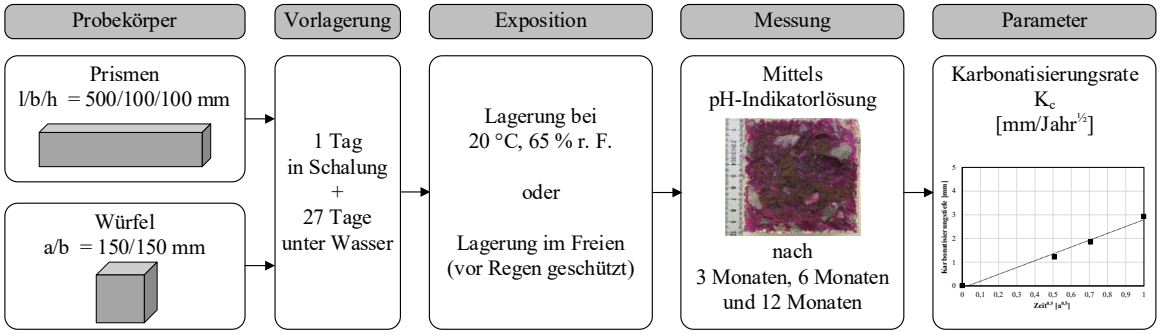


Abbildung 6: Schematischer Ablauf der Karbonatisierungsprüfung unter natürlichen CO_2-Bedingungen, nach DIN EN 12390-10 [47]

Neben der langen Prüfdauer von mind. einem Jahr besteht zudem die Schwierigkeit, die in [47] vorgegebenen CO_2-Grenzen (0,040 ± 0,001 Vol.-%) über den gesamten Prüfzeitraum konstant einzuhalten. Dies führt dazu, dass bereits geringe Schwankungen in der CO_2-Konzentration einen deutlichen Einfluss auf das Prüfergebnis haben können [49]. So reduziert nach [49] beispielsweise eine CO_2-Konzentration von 0,03 Vol.-% statt der vorgeschriebenen 0,04 Vol.-% bereits die Angriffsstärke um 25 %. Außerdem soll nach DIN EN 12390-10 [47] der Prüfzeitraum auf zwei Jahre verlängert werden, wenn die gemessene Karbonatisierungstiefe in einem Jahr weniger als 5 mm beträgt.

Ferner gilt die Verwendung von Phenolphthalein bisher als Standardverfahren. Ein alternativer und weniger gesundheitsschädigender Indikator, wie bspw. Thymolphthalein, kann nach [47] auch zum Einsatz kommen. Bisherige Studien konnten hierzu eine gute Korrelation des Thymolphthalein als Indikatorlösung zur Messung der Karbonatisierungstiefe nachweisen, vgl. [50–53].

2.3.3.2 Schnellprüfmethoden unter erhöhter CO_2-Konzentration

Die Beschleunigung der Karbonatisierungsprozesse im Beton lässt sich in der Regel durch eine signifikant erhöhte CO_2-Konzentration in der Umgebung der Betonproben erreichen. Hierzu gibt es bereits verschiedene Prüfmethoden, die unterschiedliche CO_2-Konzentrationen zur Prüfung einer Schnellkarbonatisierung liefern.

Die Schnellkarbonatisierung nach GEHLEN [10] und FIB MODEL CODE FOR SERVICE LIFE DESIGN [54] wird an prismatischen Betonproben mit einer CO_2-Konzentration von 2,0 Vol.-% (≙ 20.000 ppm) durchgeführt, während in DIN EN 13295 [55] einen CO_2-Gehalt von 1,0 Vol.-% für Produkte und Systeme zur Instandsetzung vorsieht. Weitere länderspezifische Prüfvorschriften sehen noch höhere CO_2-Konzentrationen vor, z.B. die schweizerische Methode nach SIA 262/1 [56] mit einem CO_2-Gehalt von 4,0 Vol.-% sowie das französische Verfahren nach XP P18-485 [57] mit bis zu 50 Vol.-% CO_2. Allerdings ist zu beachten, dass alle genannten Prüfverfahren keine einheitliche Vorlagerung und Prüfrandbedingungen (Luftfeuchte, Temperatur usw.) vorschreiben. Auf europäischer Ebene ist ein beschleunigtes Karbonatisierungsverfahren mit 3,0 Vol.-% CO_2-Konzentration in DIN EN 12390-12 [58] geregelt. Die Vorgehensweise erfolgt ähnlich wie zum Verfahren nach DIN EN 12390-10 [47] an zwei Betonprismen oder alternativ an Betonwürfeln (vgl. Kapitel 2.3.3.1), wobei die Vorlagerung bis zu 42 Tage beträgt (nach der 28-tägigen Wasserlagerung wird zusätzlich eine 14-tägige Lagerung bei 20 °C und 65 % r. F. beaufschlagt). Die Betonproben werden daraufhin in speziellen CO_2-Lagerungskammern exponiert. Das Prüfintervall zur Messung der Karbonatisierungstiefen beträgt 7, 28 und 70 Tage. Als pH-Indikatorlösung können wiederum Phenolphtalein oder Thymolphthalein verwendet werden. Die Karbonatisierungsrate im Beton, ausgedrückt als K_{ac} in mm/Tag$^{1/2}$, lässt sich unter Berücksichtigung der Messdaten und mittels Wurzel-Zeit-Gesetz abschätzen (s. Abbildung 7) [58].

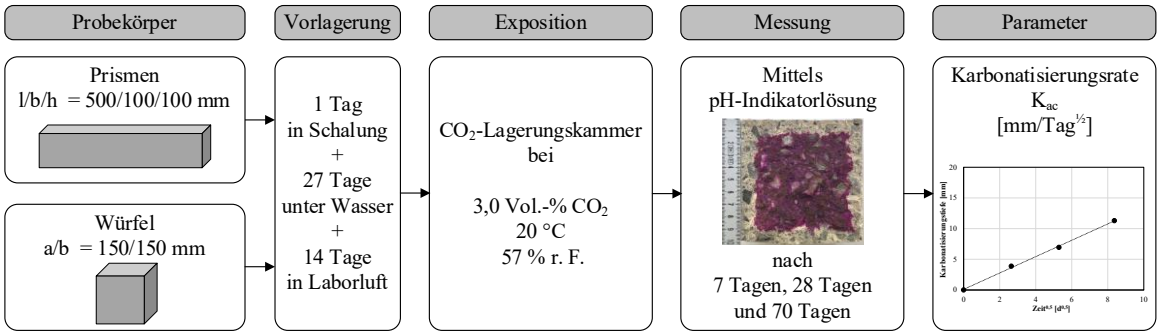


Abbildung 7: Schematischer Ablauf der Karbonatisierungsprüfung unter beschleunigten CO_2-Bedingungen, nach DIN EN 12390-12 [58]

Um chemische Nebeneffekte auf das natürliche Reaktionsverhalten der Karbonatisierung und die daraus resultierenden Reaktionsprodukte im Beton durch die versuchsbedingte, künstliche Erhöhung der CO_2-Konzentration zu unterbinden, muss die Höhe des CO_2-Grenzwerts als Prüfbedingung systematisch untersucht werden. Zudem ist es fraglich, ob mit diesen verschärften Randbedingungen die Realität richtig abgebildet werden kann. Auf den Einfluss einer deutlichen Erhöhung der CO_2-Konzentration wird daher in Kapitel 2.5.2.4 nochmal gesondert eingegangen.

2.3.4 Indirekte Prüfverfahren

2.3.4.1 Permeabilitätsmessung

Der Eintrag von flüssigen oder gasförmigen Medien erfolgt grundsätzlich durch die Transportvorgänge im Beton, wobei diese in hohem Maße von der Dichtigkeit des Betongefüges abhängig sind. Generell gilt, je durchlässiger ein Betongefüge ist, desto leichter können Medien in das Innere des Betons vordringen, was folglich zu den Schädigungsprozessen innerhalb des Betongefüges führt (vgl. Kapitel 2.3.1) [59]. Da die Karbonatisierung auch einem Diffusionsprozess folgt, spielt die Dichtigkeit des Betongefüges eine entscheidende Rolle. Um einen Aufschluss bezüglich der Dichtigkeit von Beton zu erhalten, können mittels Permeabilitätsmessungen die unter Druck erfolgende Transportfähigkeit von Medien bestimmt werden. Bislang wurde das Transportvermögen im Beton sowohl bei vorhandener Luft im Porensystem (Luftpermeabilität) als auch mit inerten Gasen (Gaspermeabilität) hinreichend untersucht [59–61].

Über einen möglichen Zusammenhang zwischen der Permeabilität und der Karbonatisierung von Beton wurden bereits mehrere Studien durchgeführt [59, 62–65]. So wurde in [64] eine Abnahme der Permeabilität mit fortschreitender Karbonatisierungstiefe beobachtet, d.h. dass sich die Durchlässigkeit des geprüften Betons für eindringende Medien verringert hatte (s. Abbildung 8, links). Dies war vor allem auf den Effekt einer höheren Verdichtung des Betongefüges infolge der Karbonatisierungsprozesse zurückzuführen. Allerdings zeigte sich bei der Luftpermeabilität nach [59, 63] keine eindeutige Korrelation mit der Karbonatisierungsrate (s. Abbildung 8, rechts).

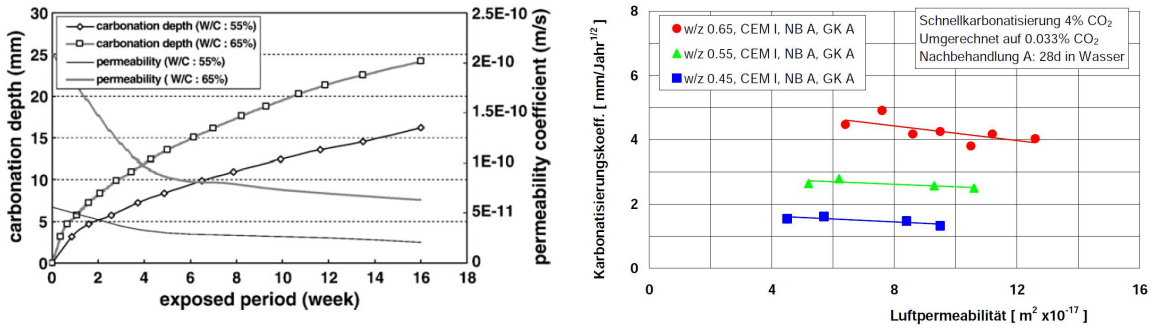


Abbildung 8: Zusammenhang zwischen Permeabilität und Karbonatisierungstiefe (links) [64] und zwischen Luftpermeabilität und Karbonatisierungsrate (rechts), aus [43] nach [63]

In den Untersuchungen von JACOBS [59], in der Bestandsbauwerke geprüft wurden, konnten ebenso keine hinreichenden Zusammenhänge zwischen der am Bauwerk bestimmten Luftpermeabilität und der gemessenen Karbonatisierungstiefe festgestellt werden. Jedoch wies in seiner Untersuchung ein vorwiegend dichter Beton (Luftpermeabilität mit maximal $0{,}1 \cdot 10^{-16}$ m^2) relativ niedrige Karbonatisierungstiefen auf [59]. Nach JACOBS [59] wird der Schadstoffeintrag in den Beton nicht nur über das Transportvermögen des Betongefüges, sondern auch durch die vorhandene Exposition beeinflusst. Wenn das Betongefüge beispielsweise ständig feucht oder relativ trocken ist, so kann der Beton – trotz hoher Porosität – aufgrund der expositionsbedingten Prozesse im Gefüge (keine Feuchtigkeit etc.) kaum karbonatisieren (s. Kapitel 2.5.2.2).

2.3.4.2 Druckfestigkeit

Als weiterer indirekter Indikator für den Karbonatisierungswiderstand wird oft die Druckfestigkeit des Betons herangezogen, welche im Vergleich zu anderen Kenngrößen ohnehin immer untersucht wird. Diesbezüglich konnte in vergangenen Untersuchungen [66–68] festgestellt werden, dass ein direkter Zusammenhang zwischen der Druckfestigkeit und der Karbonatisierung für Betone besteht, sofern diese das gleiche Bindemittel beinhalten. LEEMANN et al. [69] konnten dies an Untersuchungen mit Mörteln und Betonen ebenfalls bestätigen, wobei jedoch bei Berücksichtigung von verschiedenen Zementarten sich keine eindeutige Korrelation mehr zeigte.

Beim Vergleich von karbonatisierten Betonen mit verschiedenen Bindemitteln ist demzufolge eine Abhängigkeit zur Druckfestigkeit nicht mehr eindeutig gegeben. In Abbildung 9 ist dies bei den Studien sowohl von HAINER et. al [42] als auch von VOLLPRACHT [70] deutlich zu erkennen. So nimmt bei gleicher Druckfestigkeit die Karbonatisierungsrate zu, wenn der Gehalt an anderen Zusatzstoffen wie bspw. Hüttensand oder Flugasche steigt. Dies liegt laut LEEMANN vor allem an der Pufferkapazität für CO_2 des jeweiligen Zementsteins [68, 71]. Eine Abschätzung des Karbonatisierungswiderstands über die Betondruckfestigkeit ist folglich nicht ausreichend genau möglich.

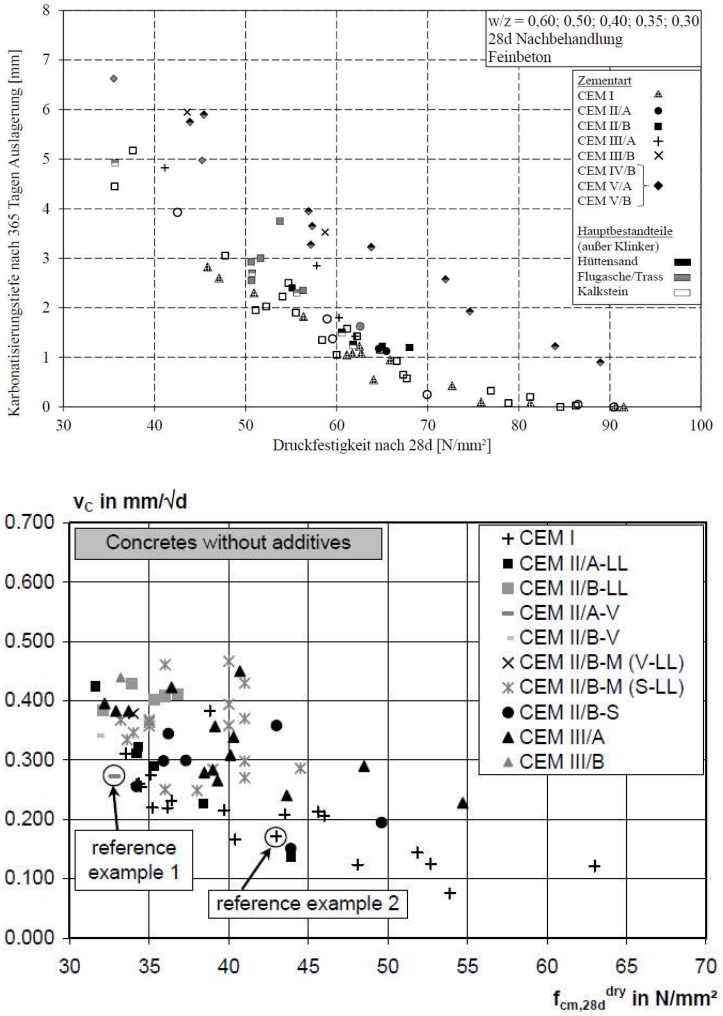


Abbildung 9: Zusammenhang zwischen der Betondruckfestigkeit nach 28 Tagen und der Karbonatisierungstiefe nach 365 Tagen (oben) [42] bzw. der Karbonatisierungsrate (unten) [70]

Da es sich bei der Druckfestigkeit grundsätzlich um ein zerstörendes Prüfverfahren handelt, kann alternativ der Rückprallhammer als indirektes Prüfverfahren verwendet werden. Diese zerstörungsfreie Methode lässt durch die Messung der Betonoberflächenhärte indirekte Rückschlüsse auf die Betonfestigkeit zu. Gegebenenfalls lassen sich daraus auch indirekt Rückschlüsse über den Karbonatisierungswiderstand schließen.

Hierzu wurden erste Untersuchungen in [72] und [73, 74] zum Einfluss der Karbonatisierung auf die Rückprallmessung durchgeführt, in der verschiedene Betonmischungen mit erhöhter CO_2-Konzentration beaufschlagt wurden und daraufhin die Rückprallwerte, die Druckfestigkeit sowie die Karbonatisierungstiefen bestimmt wurden. Dafür wurden die Würfelprobekörper (150 mm Kantenlänge) bis zur Druckfestigkeitsprüfung in einer Klimakammer mit 1,0 Vol.-% CO_2-Konzentration gelagert. Im Prinzip konnte festgestellt werden, dass bei karbonatisierten Betonen im Vergleich zu den Betonen ohne Karbonatisierung höhere Rückprallwerte gemessen wurden (s. Abbildung 10). Dies lässt sich durch den chemischen Prozess der Karbonatisierung erklären, welches zu einer Verdichtung des Porengefüges und somit zu einer Zunahme der Betonoberflächenhärte führte [72].

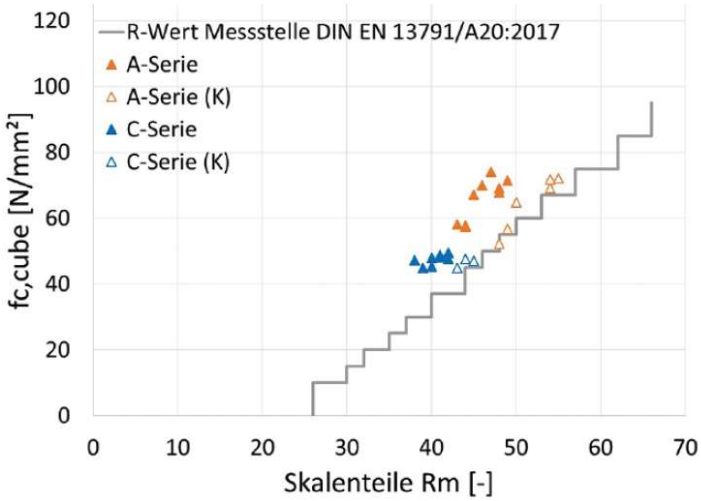


Abbildung 10: Vergleich der Abhängigkeit von Druckfestigkeit zu Rückprallwert, geprüft an Serien ohne und mit Einfluss der Karbonatisierung (K) [74]

Allerdings konnten beim Vergleich der karbonatisierten und nicht-karbonatisierten Prüfserien keine wesentlichen Veränderungen der Druckfestigkeit beobachtet werden (vgl. Abbildung 10). Demzufolge bleibt die Druckfestigkeit wegen des nicht-karbonatisierten Bereichs im Betoninneren weitgehend unbeeinflusst, wodurch mit der Rückprallhammerprüfung dann die tatsächliche Druckfestigkeit überschätzt wird [73, 74]. Deshalb ist nach DIN EN 13791/A20 [75] bei der Rückprallmessung am Beton nur eine Karbonatisierungstiefe von maximal 5 mm zulässig. Ein direkter Zusammenhang zwischen der Karbonatisierungstiefe und dem Rückprallwert konnte in den Untersuchungen erstmal nicht festgestellt werden.

Laut THIEL [41] ist zu berücksichtigen, dass aufgrund der starken Abhängigkeit von der Karbonatisierung und der chemischen Phasenzusammensetzung kein Zusammenhang zu rein physikalischen Parametern besteht.

2.4 Materialwiderstand von Beton gegenüber Chlorideindringen

2.4.1 Grundlegendes

Ein weiterer bedeutsamer Aspekt bei der Beanspruchung von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen durch äußere Einwirkungen stellt das Eindringen von Chloriden dar. Dies betrifft grundsätzlich eine Bandbreite von Infrastruktur- und Verkehrsbauwerken wie beispielsweise Brücken, insbesondere Brückenkappen oder Brückenteile in direkter Nähe zur Fahrbahn. Aber auch stark befahrene Parkhäuser, Tiefgaragen oder ebenso Bauwerke in Meeresnähe, wie etwa Staudämme oder Kaimauern, sind betroffen [12].

Bei Chloriden handelt es sich um negativ geladene Ionen von Salzen, z.B. Natriumchlorid (NaCl), Calciumchlorid ($CaCl_2$) oder Magnesiumchlorid ($MgCl_2$), die auf zwei unterschiedliche Arten in den Beton gelangen können. Zum einen können diese bereits in den für die Betonherstellung verwendeten Ausgangsstoffen enthalten sein [28]. Entsprechend wird der Chloridgehalt in den Komponenten auf einen zulässigen Höchstwert begrenzt, der in Bezug auf eine Bewehrungskorrosion als unkritisch angesehen wird. So muss der Chloridgehalt nach DIN EN 206 [2] für unbewehrten Beton ein Grenzwert von 1,0 M.-% v. Z. und für Stahlbeton von 0,4 M.-% v. Z. eingehalten werden [76]. Zum anderen tritt am Bauwerk selbst in der Regel erst eine chloridinduzierte Korrosion auf, wenn Chloride noch durch äußere Quellen in den Beton eindringen. Die wichtigsten externen Quellen für den Eintrag von Chloriden in den Beton sind einerseits Tausalze, die im Winter auf Verkehrsflächen gestreut werden, und andererseits die Exposition mit salzhaltigem Meerwasser [77].

Wenn Chloride in Kontakt mit der Betonoberfläche treten, erfolgt dies grundsätzlich in Verbindung mit Wasser, da Chloride ausschließlich in gelöster Form beweglich sind. Der Chloridtransport in einem (ungerissenen) Beton verläuft dahingehend, dass Chloridionen aufgrund von Konzentrationsunterschieden durch Diffusion transportiert werden [49]. Im Vergleich zur Karbonatisierung handelt es sich somit um einen diffusionsgesteuerten Transport von Chloridionen in wassergefüllten Poren. Je höher dabei der Feuchtegehalt im Beton ist, desto größer kann bei sonst gleichen Bedingungen die Eindringgeschwindigkeit der Chloride sein. Für den Fall, dass der Beton nicht wassergesättigt ist, können gelöste Chloride durch Konvektion mit Wasser via „Huckepack“ eindringen [49, 78]. Ferner kann ein konvektiver Chloridtransport noch durch Permeation und bei Frost-Tau-Wechseln auch über Mikroeislinsenpumpe erfolgen [79]. Der Eintrag von Chloriden kann zudem durch eine hohe Durchlässigkeit des Betongefüges und vorhandene Schwachstellen (z.B. Risse, Kapillare) begünstigt werden [78]. Während bei der Karbonatisierung eine Karbonatisierungsfront beobachtet wird, ergibt sich beim Eindringen von Chloriden stets ein Chloridkonzentrationsprofil.

Chloride können entweder im Porenwasser gelöst oder in den Hydratphasen (ein-)gebunden vorliegen. Der Zementstein ist in der Lage, eine gewisse Menge von Chloriden chemisch und physikalisch zu binden. Als chemisches Reaktionsprodukt entsteht vorwiegend Friedel'sches Salz [28, 80]. Während die in der Zementsteinmatrix gebundenen Chloride unkritisch sind, können die freien Chloridionen in der Porenwasserlösung zu einer Korrosion der Bewehrung führen [28]. Da die Bindefähigkeit für Chloride sehr stark von der Betonzusammensetzung, insbesondere dem C_3A-Gehalt und der gewählten Art des Zements (s. Kapitel 2.5.1.1) abhängt, spielen diese auf die Eindringgeschwindigkeit von Chloriden in den Beton eine entscheidende Rolle [81, 82].

Sobald der freie Chloridgehalt in der Porenlösung einen Grenzwert überschreitet (sog. kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt) und die Chloride bei der Bewehrung angelangt sind, beginnt ein lokaler Einbruch der Passivschicht durch einen chemischen Sorptionsprozess [76, 83]. Folglich wird die Passivität der Bewehrung aufgehoben und der Korrosionsprozess bei entsprechender Zufuhr von Feuchtigkeit und Sauerstoff eingeleitet. Anders als bei der Karbonatisierung führt die chloridinduzierte Korrosion an lokalen Bereichen zu einer Depassivierung des Bewehrungsstahls (Lochfraßkorrosion). Es entstehen folglich Makrokorrosionselemente, bei denen die korrodierenden Bereiche der Betonstahloberfläche als Anode und die benachbarten Bereiche als Kathode wirken. In diesem Fall steht einer großen Kathodenoberfläche eine kleine und lokal begrenzte Anodenoberfläche gegenüber, so dass mit hohen Korrosionsraten und hohen Abtragsraten zu rechnen ist [77, 83].

Ein Problem der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion ist, dass diese häufig von außen nicht sichtbar ist. Das bedeutet, dass der Betonstahl einen hohen Querschnittsverlust aufweisen kann, ohne dass an der Betonoberfläche jegliche Hinweise einer Schädigung (sichtbaren Korrosionsprodukte oder Abplatzungen) zu erkennen sind. Hierfür wird es erst durch das Freilegen der Bewehrung ersichtlich [84].

Analog zu den Abschnitten hinsichtlich der Karbonatisierung (Kapitel 2.3) wird ebenso in diesem Kapitel hauptsächlich der Materialwiderstand des Betons gegenüber Chlorideindringen behandelt. Sämtliche Schädigungsmechanismen, Transportmodellierungen und Lebensdauerbemessungen bei einer chloridinduzierten Bewehrungskorrosion sind bereits ausführlich in diversen Veröffentlichungen [10, 15, 85–91] beschrieben worden. Im weiteren Verlauf wird deshalb der Chlorideindringwiderstand des Betons betrachtet, indem die derzeitigen normativen Anforderungen (s. Kapitel 2.4.2), die zulässigen Performance-Prüfverfahren (s. Kapitel 2.4.3), die indirekten Prüfverfahren (s. Kapitel 2.4.4) und die bedeutsamen Einflussfaktoren (s. Kapitel 2.5) behandelt werden.

2.4.2 Derzeitige normative Anforderungen

Zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit gegen eine Bewehrungskorrosion infolge von Chloriden werden die deskriptiven Vorgaben in Abhängigkeit der anstehenden Einwirkung in die Expositionsklassen XD1 bis XD3 (Chloride aus Taumittel) oder XS1 bis XS3 (Chloride aus Meerwasser) eingeteilt, vgl. Kapitel 2.1.1.

Im Rahmen der deskriptiven Herangehensweise sind in Tabelle 5 die einzuhaltenden Grenzwerte für die Betonzusammensetzung nach DIN 1045-2 [3] angegeben. Die erforderlichen Grenzwerte an die Mindestbetondeckung (bei der Verwendung von Betonstahl) nach DIN EN 1992-1-1 [4] sind in Tabelle 6 dargestellt. Ergänzt werden diese Vorgaben durch weitere Anforderungen an die einzuhaltende Nachbehandlungsdauer des Bauteils nach DIN EN 13670 [46]. Bezüglich der Grenzwerte der Betonzusammensetzung gibt es keine Unterscheidung zwischen den Expositionsklassen XD und XS. Mit zunehmender Schärfe der Einwirkung werden höhere Anforderungen an den Beton verlangt. Dem wird durch die Absenkung des höchstzulässigen w/z-Werts Rechnung getragen, wodurch das Eindringen von Chloridionen in den Beton deutlich reduziert wird. Die Einhaltung dieser Parameter führt zu einer nachgewiesenen Dauerhaftigkeit des Bauwerks mit einer vorgesehenen Nutzungsdauer von mindestens 50 Jahren.

Tabelle 5: Grenzwerte (XD/XS) für Zusammensetzung und Eigenschaften, nach [3]

	Bewehrungskorrosion verursacht durch Chloride		
Expositions-klassen	**XD1/XS1**	**XD2/XS2**	**XD3/XS3**
max w/z	0,55	0,50	0,45
min f_{ck}	C30/37	C35/45	C35/45
min z [kg/m³]	300	320	320

Tabelle 6: Mindestbetondeckungen (XD/XS) bei Verwendung von Betonstahl, nach [4]

Dauerhaftigkeitsanforderung für $c_{min,dur}$ (mm)			
Anforderungs-klasse	**Expositionsklasse**		
	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	20	25	30
S2	25	30	35
S3	30	35	40
S4	35	40	45
S5	40	45	50
S6	45	50	55

Um die Dauerhaftigkeit gegen eine chloridinduzierte Bewehrungskorrosion nach der performanceorientierten Betrachtung für eine geplante Nutzungsdauer von 50 bzw. 100 Jahren sicherzustellen, werden in dem künftigen EUROCODE 2 [11] die erforderlichen Mindestbetondeckungen in Verbindung sowohl mit den Expositionsklassen (XS oder XD) als auch mit den Expositionswiderstandsklassen (XRDS) festgelegt, s. Tabelle 7. Diese empfohlenen Werte zur Mindestbetondeckung können nochmals in den jeweiligen CEN-Mitgliedstaaten angepasst werden [11, 13].

Tabelle 7: Mindestbetondeckungen in Abhängigkeit von den Expositionsklassen und Expositionswiderstandsklassen für die Beständigkeit gegen Korrosion infolge von Chloriden, nach [11]

ERC	Expositionsklasse (Chloride)											
	XS1		XS2		XS3		XD1		XD2		XD3	
	Geplante Nutzungsdauer (Jahre)						Geplante Nutzungsdauer (Jahre)					
	50	**100**	**50**	**100**	**50**	**100**	**50**	**100**	**50**	**100**	**50**	**100**
XRDS 0,5	**20**	20	**20**	30	**30**	40	**20**	20	**20**	30	**30**	40
XRDS 1	**20**	25	**25**	35	**35**	45	**20**	25	**25**	35	**35**	45
XRDS 1,5	**25**	30	**30**	40	**40**	50	**25**	30	**30**	40	**40**	50
XRDS 2	**25**	30	**35**	45	**45**	55	**25**	30	**35**	45	**45**	55
XRDS 3	**30**	35	**40**	50	**55**	65	**30**	35	**40**	50	**55**	65
XRDS 4	**30**	40	**50**	60	**60**	80	**30**	40	**50**	60	**60**	80
XRDS 5	**35**	45	**60**	70	**70**	–	**35**	45	**60**	70	**70**	–
XRDS 6	**40**	50	**65**	80	–	–	**40**	50	**65**	80	–	–
XRDS 8	**45**	55	**75**	–	–	–	**45**	55	**75**	–	–	–
XRDS 10	**50**	65	**80**	–	–	–	**50**	65	**80**	–	–	–

Die Einstufung der XRDS-Widerstandsklasse basiert auf den Diffusionskoeffizienten [10^{-13} m^2/s] des jeweiligen Betons, ermittelt im Rahmen einer Performance-Prüfung. Die Klassenbezeichnung charakterisiert die Chlorideindringtiefe [mm] (90 %-Quantil), die nach 50 Jahren unter bestimmter Referenzchloridkonzentration (0,6 % Massenanteil des Werts des Binderzements + Zusatzstoffe des Typs II) erreicht wird. Als Beispiel weist XRDS 10 einen vergleichsweise niedrigen Chlorideindringwiderstand des geprüften Betons auf und muss entsprechend mit einer höheren Mindestbetondeckung kompensiert werden [11, 13].

2.4.3 Performance-Prüfverfahren

2.4.3.1 Chloriddiffusionsversuch

Um die Leistungsfähigkeit des Betons gegenüber der Einwirkung von Medien wie Tausalz oder Meerwasser zu beurteilen, ist die Bestimmung des Chlorideindringwiderstands unerlässlich. Hierzu stehen einerseits mit dem Diffusionsversuch und andererseits mit dem Migrationsversuch (s. Kapitel 2.4.3.2) zwei normative Performance-Prüfverfahren zur Verfügung.

Im Prinzip stellt der Diffusionsversuch die Durchlässigkeit des Betons gegenüber Chloriden unter Einfluss eines Konzentrationsgrades dar, wobei die Prüfdauer aufgrund der langen Auslagerungszeiträume sich über 3 Monate erstrecken kann. Hingegen stellt der Migrationsversuch die Durchlässigkeit für Chloride im Beton durch das Anlegen eines elektrischen Spannungsfelds dar, wodurch die Prüfzeit bis zu 7 Tage betragen kann und damit wesentlich kürzer gegenüber dem Diffusionsversuch ist [36]. Ein direkter Zusammenhang zwischen dem Chloriddiffusionsversuch und dem Chloridmigrationsversuch konnte bereits in mehreren vergangenen Studien nachgewiesen werden, vgl. [10, 91–94].

Der Versuchsaufbau und die Durchführung des Chloriddiffusionsversuchs ist in DIN EN 12390-11 [95] geregelt. Hierbei werden mindestens zwei Betonprobekörper, entweder in Würfel- oder Zylinderform (100 mm Kantenlänge bzw. Durchmesser) hergestellt, nach einem Tag ausgeschalt, und anschließend unter Wasser bei 20 ± 2 °C für eine Dauer von bis zu 28 Tagen gelagert. Die Prüfung von Bohrkernproben aus Bauwerken ist ebenfalls möglich, wobei die Nachbehandlung berücksichtigt und die Proben in einem nicht durch externe Quellen chloridbelasteten Bereich entnommen werden müssen. Nach der Lagerung wird jede Probe in zwei Teilprobekörper gesägt, von denen einer zur Erfassung des Chloridprofils verwendet wird und der andere zur Bestimmung des anfänglichen Chloridgehaltes im Beton dient (s. Abbildung 11) [95].

Die Teilprobekörper für das Chloridprofil werden nach [95] daraufhin im Vakuum mit demineralisiertem Wasser gesättigt. Unmittelbar danach sind mit Ausnahme der gesägten Fläche alle seitlichen sowie rückseitigen Flächen der Proben zu versiegeln, um eine einseitige Diffusion zu erzielen. Im nächsten Schritt sind die Probekörper für eine Dauer von 18 Stunden in gesättigter Calciumhydroxidlösung zu lagern. Anschließend werden die Proben mit einer 3 %igen NaCl-Lösung beaufschlagt, sodass die Chloride über der Zeit einseitig durch Diffusionsprozesse in den Beton eindringen können (s. Abbildung 11). Wahlweise kann die Beaufschlagung auch in einem Prüfbehälter erfolgen.

Nach einer Auslagerungsdauer von 90 Tagen werden die Probekörper aus der Lösung entnommen und daraus tiefengestaffelte Chloridgehalte durch Schleifprozesse (in der Regel aus acht parallelen Schichten) gewonnen. Basierend auf den ermittelten Chloridprofilen lässt sich schließlich der Chloriddiffusionskoeffizient (D_{eff} bzw. D_{app}) über eine nichtlineare Regressionsanalyse bestimmen [95]. Zur Ermittlung eines Altersexponenten für die Lebensdauerbemessung ist der Diffusionsversuch für mindestens zwei Jahre durchzuführen und der Chloriddiffusionskoeffizienten zu drei weiteren Zeitpunkten nach ca. 90, 365 und 730 Tagen Einlagerung in der Chloridlösung zu ermitteln [85].

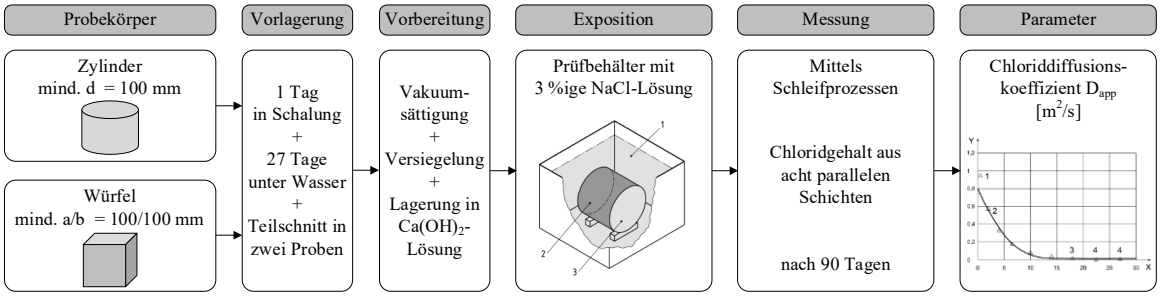


Abbildung 11: Schematischer Ablauf zur Chloriddiffusionsprüfung im Betonalter von 28 Tagen, nach DIN EN 12390-11 [95]

Der Nachteil dieses Verfahrens gegenüber dem Chloridmigrationsversuch (s. Kapitel 2.4.3.2) liegt neben der langen Prüfdauer von mehr als 3 Monaten insbesondere in der aufwändigen Probenahme der Chloridprofile, weshalb eine Anwendung für die Baustelle unter Umständen nur bedingt geeignet ist.

2.4.3.2 Chloridmigrationsversuch

Eine deutlich zügigere Bewertung des Chlorideindringwiderstandes von Beton stellt der Chloridmigrationsversuch, auch als „Rapid Chlorid Migration Test“ (RCM-Test) bezeichnet, dar. Die Vorgehensweise sowie der Versuchsaufbau sind in DIN EN 12390-18 [96] oder in BAW-MERKBLATT MDCC [97] festgelegt, wobei in den beiden Regelwerken unterschiedliche NaCl-Konzentrationen der Prüflösung vorgegeben werden. Die Prüfung selbst kann in Abhängigkeit der Zusammensetzung sowie Dichtigkeit des Betons zwischen 6 Stunden und 7 Tage betragen und wird in der Regel an wassergesättigten Zylinderproben (Höhe = 50 mm, Durchmesser = 100 mm) durchgeführt [97]. Für den Versuch können die zylindrischen Prüfkörper ebenso aus Würfelformen mit einer Kantenlänge von 150 mm oder Bohrkernproben gewonnen werden, wodurch die Probekörperherstellung sowohl im Labor als auch auf der Baustelle erfolgen kann.

Im Prüfalter von 28 Tagen werden die Prüfkörper in entsprechende Migrationszellen eingebaut und daraufhin in einem Versuchsbehälter eingelagert (s. Abbildung 12). Während die Migrationszelle mit 0,2 normaler Kaliumhydroxidlösung als Prüflösung befüllt wird, beinhaltet der Versuchsbehälter dagegen 0,2 normaler Kaliumhydroxidlösung mit 10 % NaCl (Konzentration nach [97]). Danach erfolgt der elektrische Anschluss der Anode und Kathode an einen Gleichrichter. Hierbei wird im ersten Schritt eine Anfangsspannung von 30 V angelegt, woraufhin sich die Versuchsdauer und zu fahrende Prüfspannung in Abhängigkeit des Anfangsstroms ergibt [97]. Durch das Vorhandensein von Konzentrationsunterschieden der anstehenden Lösungen sowie durch das Anlegen eines elektrischen Feldes wird das Eindringen der Chloride über Migration erheblich beschleunigt. Sowohl die konstante Medienkonzentration als auch die konstante Spannungsbeaufschlagung ermöglichen dabei reproduzierbare Prüf- und Angriffsbedingungen für den Beton [10, 97].

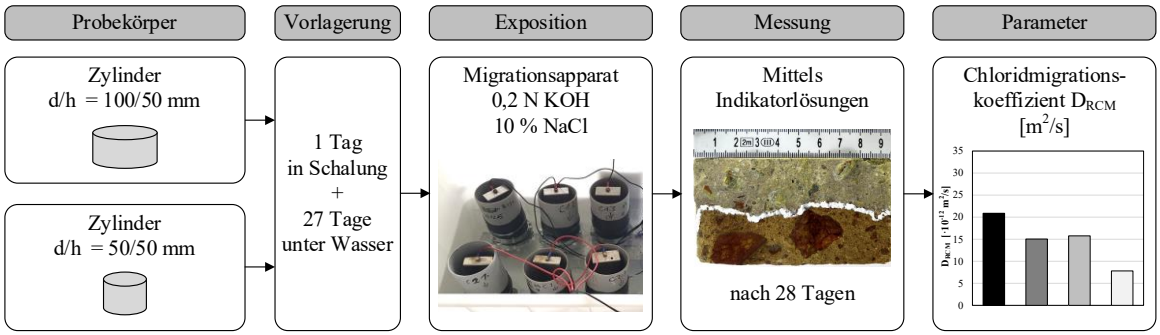


Abbildung 12: Schematischer Ablauf zur Chloridmigrationsprüfung im Betonalter von 28 Tagen, nach BAW-MERKBLATT MDCC [97]

Nach Beendigung des RCM-Tests werden die zylindrischen Probekörper aus den Migrationszellen ausgebaut und parallel zur Richtung des Chlorideintrags aufgespalten. Anschließend werden die frischen Bruchflächen des Betons mit entsprechenden Indikatorlösungen (z.B. Silbernitrat und Kaliumdichromat) besprüht. Infolge der Indikatorbehandlung zeichnet sich ein Bereich, in den Chloride eingedrungen sind, durch eine deutlich hellere Färbung ab (s. Abbildung 12). Anhand der visuell erkennbaren Migrationsfront wird daraufhin die Eindringtiefe jeder Probenhälfte an 9 Stellen im Abstand von jeweils 10 mm gemessen [97].

Aus den gemittelten Chlorideindringtiefen kann schließlich nach [97] der Chloridmigrationskoeffizient (D_{RCM}) als Maß für den Chlorideindringwiderstand des Betons berechnet werden. Dabei gehen neben der mittleren Eindringtiefe die aufgezeichneten Prüfparameter (Probekörpergeometrie, Prüftemperatur, Versuchsdauer und Prüfspannung) mit in die Berechnung ein. Hierbei gilt, je höher der Chloridmigrationskoeffizient ist, desto geringer ist der Materialwiderstand des Betons gegenüber dem Eindringen von Chloriden [49].

STENGEL et al. [98] äußerten sich zur Anfälligkeit für Fehler durch das manuelle Ablesen der Chlorideindringtiefe, die jedoch nach [49] durch das automatische Ablesen mit einem Bildverarbeitungsprogramm beseitigt werden können. Die Autoren entwickelten daher einen modifizierten RCM-Test, den „Modified Chloride Migration Test“ (MCM-Test), der den Ladungsfluss bei einer variablen Anfangsspannung und einer festen Prüfdauer bestimmt. Hierzu konnte zudem eine direkte Beziehung zwischen dem RCM-Test und dem MCM-Test festgestellt werden [98].

2.4.4 Indirekte Prüfverfahren

2.4.4.1 Spezifische Elektrolytwiderstandsmessung

Der spezifische Elektrolytwiderstand des Betons kann sowohl mit der Vier-Elektroden-Messung mittels Wenner-Prüfung (WER) als auch mit der Zwei-Elektroden-Messung (TEM) erfasst werden (s. Abbildung 13) [10, 99, 100].

Die Prüfung nach WENNER [101], auch heutzutage als Wenner-Sonde bekannt, wurde ursprünglich in der Geologie zur Messung des Elektrolytwiderstands von Böden konzipiert [102]. Bei der Wenner-Sonde handelt es sich allgemein um ein Messgerät, das aus vier in einer Reihe angeordneten Elektroden besteht (Elektrodenquartett mit gleichen Abständen von 50 mm). Im Prinzip wird eine Spannung zwischen den beiden äußeren Elektroden angelegt und der entstehende Strom durch die vorhandenen Ionen in der Porenflüssigkeit geleitet, woraufhin die Potenzialdifferenz zwischen den beiden inneren Elektroden gemessen werden kann (s. Abbildung 13, links) [103]. Anhand der gemessenen Potenzialdifferenz lässt sich nach [101, 104] der spezifische Elektrolytwiderstand des Betons in der Einheit Ωm berechnen.

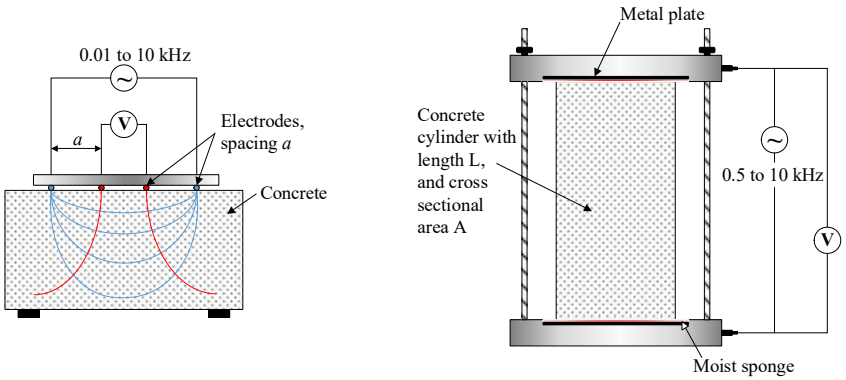


Abbildung 13: Schematischer Aufbau der Wenner-Prüfung (links) und der Zwei-Elektroden-Messung (rechts), nach [105]

Mit Hilfe der Wenner-Sonde lässt sich der spezifische Elektrolytwiderstand des Betons sowohl im Labor als auch auf der Baustelle schnell sowie zerstörungsfrei messen. Bei der Messung müssen jedoch relevante Störeinflüsse berücksichtigt werden, wie etwa das Vorhandensein einer Bewehrung im Beton. Die Leitfähigkeit der Stahlbewehrung führt zu einer Verringerung des gemessenen spezifischen Elektrolytwiderstands von bis zu etwa 10 % im Vergleich zu einem unbewehrten Beton [106–108]. Außerdem spielt die Geometrie des Prüfkörpers eine wesentliche Rolle, da bei zu kurzen Randabständen der gemessene Strommessbereich limitiert wird und dies folglich zu einer Überschätzung des spezifischen Elektrolytwiderstands führen könnte [109]. Außerdem können die vorherrschenden Temperaturen oder die Feuchtigkeit im Beton einen Einfluss auf die Prüfmessung ausüben [109, 110].

Der spezifische Elektrolytwiderstand nach der Zwei-Elektroden-Methode (TEM) wird in der Regel unmittelbar vor Beginn einer RCM-Prüfung (vgl. Kapitel 2.4.3.2) gemessen, indem auf der Unterseite und Oberseite des Prüfkörpers eine Stahlelektrode elektrolytisch an die Betonoberfläche angekoppelt wird [103]. Dieses Verfahren wird in der Regel an präparierten Zylinderbohrkernen durchgeführt (s. Abbildung 13, rechts), da bspw. ein beidseitiger Zugang zum Anbringen der Elektroden am Bauteil kaum möglich ist und damit die maximale Ausbreitung von homogenen Stromlinien limitiert wäre [111]. Bei dieser Methodik ist folglich von vornherein mit einer zerstörenden Bohrkernentnahme des Bauwerks zu rechnen. Dementsprechend wird die Wenner-Sonde wegen der wesentlich praktischeren Handhabung und Durchführung gegenüber den anderen Messmethoden bevorzugt eingesetzt [10]. Ein proportionaler Zusammenhang des spezifischen Elektrolytwiderstands, gemessen mit der Zwei-Elektroden-Methode (TEM) und gemessen mit der Wenner-Sonde, konnte bspw. in [91] und [112] nachgewiesen werden (s. Abbildung 14).

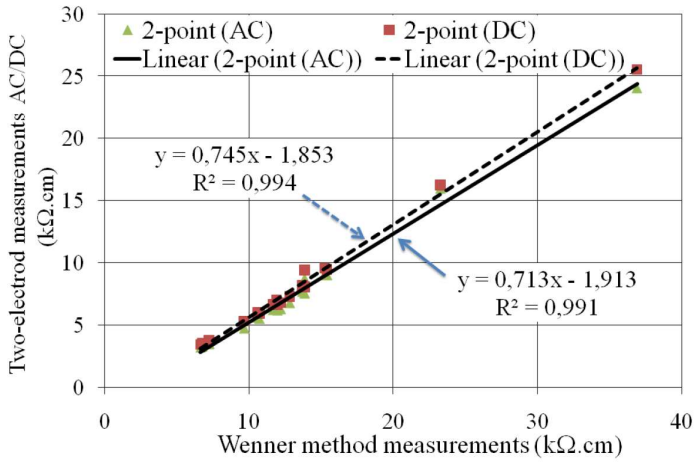


Abbildung 14: Zusammenhang des spez. Elektrolytwiderstands, gemessen mit der Zwei-Elektroden-Methode (TEM) und der Wenner-Sonde [112]

Im Rahmen von vergangenen Untersuchungen wurde zudem ein guter funktionaler Zusammenhang zwischen dem Chloridmigrationskoeffizienten D_{RCM} und dem spezifischen Elektrolytwiderstand ρ festgestellt [91]. Abbildung 15 (oben) stellt die von GEHLEN [10] ermittelten Zusammenhänge zwischen D_{RCM} (nach RCM-Test) und ρ_{WER} (mittels Wenner-Sonde) verschiedener untersuchter Betonsorten in logarithmischer Form gegenüber [85]. Wie die ermittelten Ergebnisse zeigen, lässt

sich unter Verwendung einer Potenzfunktion eine relativ gute Korrelation (R = 0,8487) beobachten, bei der niedrigere Werte des spez. Elektrolytwiderstands tendenziell mit höheren Chloridmigrationskoeffizienten einhergehen. Dies würde demnach bedeuten, dass ein höherer Chlorideindringwiderstand sich mit zunehmenden Messwerten des spez. Elektrolytwiderstands auszeichnet. Diese funktionale Beziehung konnte auch von verschiedenen Autoren nachgewiesen werden [113, 114].

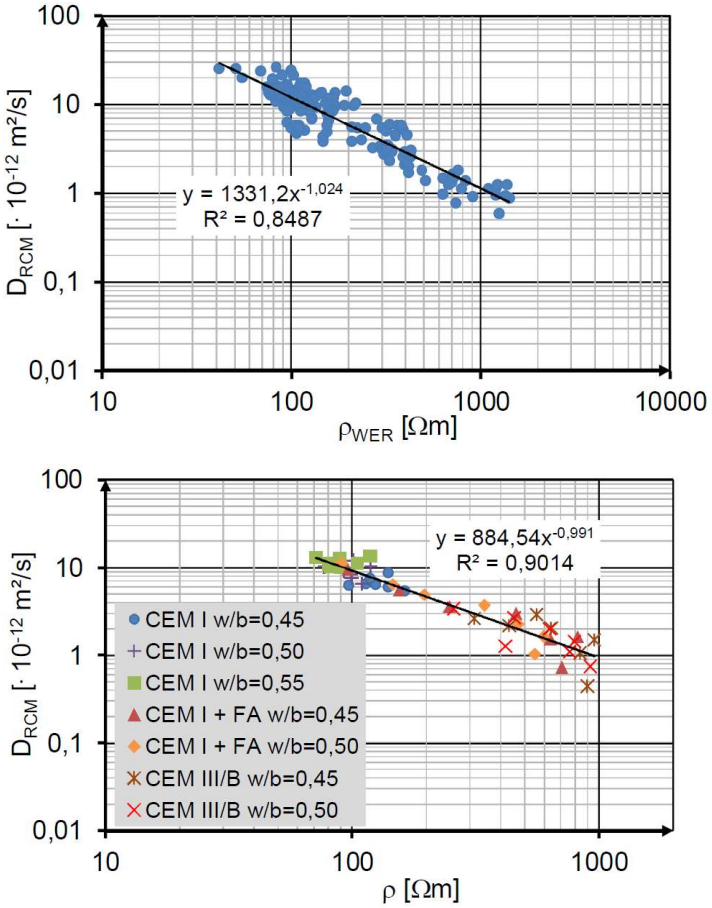


Abbildung 15: Korrelation zwischen D_{RCM} und ρ_{WER} (mit Wenner-Sonde) (oben), aus [85] nach [10] und zwischen D_{RCM} und ρ (mit TEM) verschiedener Betonzusammensetzungen (unten) [85]

Von RAHIMI [85] wurde ebenfalls der Zusammenhang zwischen dem mit der Zwei-Elektroden-Methode (TEM) gemessenen spez. Elektrolytwiderstand ρ und dem Chloridmigrationskoeffizient D_{RCM} verschiedener Betonsorten untersucht (Abbildung 15, unten). Bei näherer Betrachtung wird deutlich, dass die absoluten Messwerte des spez. Elektrolytwiderstands der untersuchten Betone je nach verwendetem Bindemittel stark variieren können. Bei diesen dargelegten Messergebnissen weisen insbesondere die hochofenzementhaltigen Betone mit CEM III/B deutlich größere spez. Elektrolytwiderstandswerte als die Betone des Typs CEM I auf. Zudem ändert sich der spez. Elektrolytwiderstand der CEM I-Betone bei gleichem w/b-Wert durch die Zugabe von Flugasche erheblich. Der positive Einfluss der Flugasche auf den Chlorideindringwiderstand des Betons wurde von WIENS [115] dargelegt, s. Kapitel 2.5.1.1. Wenn die Tendenz des Zusammenhangs verfolgt wird, in der Betone mit höherem Chlorideindringwiderstand mit zunehmenden spez. Elektrolytwiderstandswerten einhergehen, lässt sich auch beobachten, dass die spez. Elektrolytwiderstandswerte erwartungsgemäß mit abnehmendem w/b-Wert bei ansonsten gleicher Betonsorte ansteigen [85].

Aus den Untersuchungsergebnissen ergibt sich somit, dass der spezifische Elektrolytwiderstand eine geeignete Kenngröße ist, um den Chlorideindringwiderstand von Beton abschätzen zu können. Dank der einfachen Handhabung der Wenner-Sonde eignet sich diese Messmethodik außerdem für die kontinuierliche Überwachung der Betonqualität auf der Baustelle. So kam dieses indirekte Prüfverfahren bereits beim damaligen Bau der beiden 6,6 km langen Röhren des Westerschelde-Tunnels in den Niederlanden zum Einsatz, wodurch Rückschlüsse auf den Chloridmigrationskoeffizienten des eingebauten Tübbingbetons gezogen werden konnten [116–119]. Gegenstand waren die mehr als 52.000 hergestellten Tübbinge für die beiden Tunnelrohre, die im Rahmen der Qualitätssicherung während der laufenden Produktion auf ihre dauerhaftigkeitsrelevanten Betoneigenschaften überwacht werden mussten [118].

Unter Verwendung der Wenner-Sonde wurde bei der laufenden Qualitätskontrolle an jedem Würfelprüfkörper – unmittelbar vor der obligatorischen Druckfestigkeitsprüfung – der spez. Elektrolytwiderstand bestimmt, welcher nachweislich durch GEHLEN & BREITENBÜCHER relativ gut mit dem Chloridmigrationskoeffizienten korrelierte [116, 117]. Diesbezüglich wurde im Rahmen der Erstprüfung des herzustellenden Tübbingbetons eine Korrelationskurve kalibriert. Anhand dieser kalibrierten Zusammenhänge wurde dann ein stets nachzuweisender 5-%-Fraktilewert für den spezifischen Elektrolytwiderstand ermittelt [118]. Zusätzlich wurde eine absolute Untergrenze für jeden Einzelwert min ρ_i (basierend auf dem 1-%-Fraktil) festgelegt.

In der Produktionskontrolle wurden über 1900 Probekörper (6 Probekörper je 500 m³ Beton) hinsichtlich des spezifischen Elektrolytwiderstands (im Alter von 28 Tagen) geprüft, s. Abbildung 16. Insgesamt wurde in allen Versuchsreihen der geforderte 5%-Fraktilewert eingehalten, sodass die dauerhaftigkeitsrelevanten Anforderungen für die eingebauten Tunnel während der Bauzeit nachgewiesen werden konnten [116].

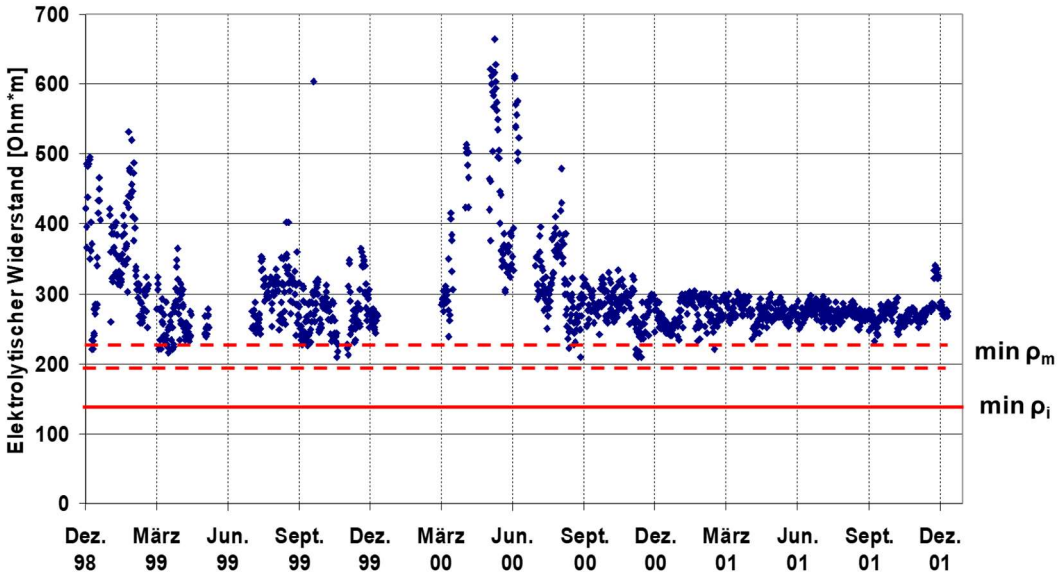


Abbildung 16: Ermittelte spez. Elektrolytwiderstände (Wenner-Sonde) im Rahmen der Qualitätssicherung des Westerschelde-Tunnels [118]

2.4.4.2 Druckfestigkeit

In vergangenen Literaturstudien wurden die dauerhaftigkeitsrelevanten Betoneigenschaften in verschiedenem Maße mit der Druckfestigkeit verglichen. Dies resultiert nach HUNKELER et al. [120] hauptsächlich aus der Tatsache, dass die Festigkeit des Zementsteins sowie die Kontaktzone zwischen Zementstein und Gesteinskörnung im Wesentlichen die Betondruckfestigkeit beeinflussen. Ein dichteres Gefüge des Zementsteins führt zu einer höheren Festigkeit des Betons [120].

Es ist jedoch nach [120] nicht möglich, aus der Druckfestigkeit die charakteristischen Werte für den Chlorideindringwiderstand mit ausreichender Sicherheit abzuleiten. In Abbildung 17 sind bspw. die Chloridmigrationskoeffizienten mit der Druckfestigkeit verschiedener Betonsorten im Alter von 28 Tagen gegenübergestellt [120].

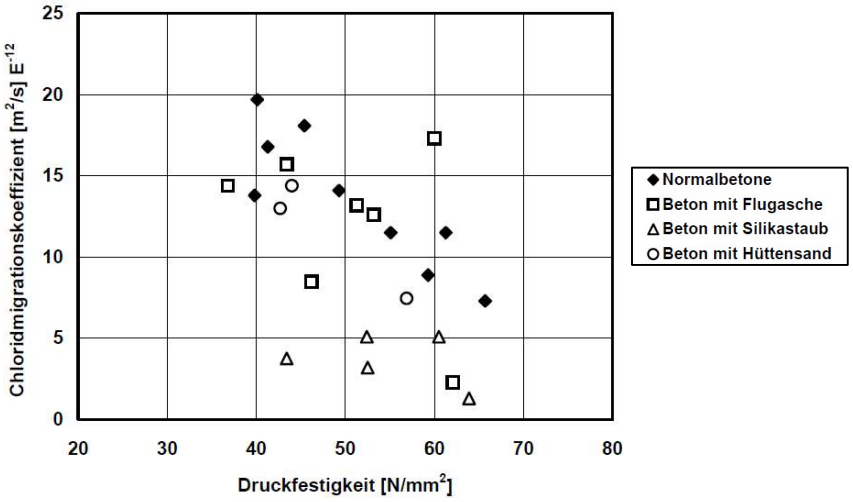


Abbildung 17: Gegenüberstellung des Chloridmigrationskoeffizienten und der Druckfestigkeit von Betonen mit verschiedenen Betonzusatzstoffen [120]

Wie ersichtlich ist, variieren die Chloridmigrationskoeffizienten bei gleicher Druckfestigkeit (zwischen 40 und 60 N/mm²) in einer erheblichen Größenordnung. Die Ursache liegt in den verschiedenen Betonzusammensetzungen, wobei insbesondere die Art des Bindemittels einen entscheidenden Einfluss hat [120]. Damit ist die Druckfestigkeit allein nicht zur Charakterisierung des Chlorideindringwiderstands von Beton geeignet. Ein entsprechender Zusammenhang zwischen der Druckfestigkeit und dem spezifischen Elektrolytwiderstand konnte in verschiedenen Studien [121, 122] ebenso nicht nachgewiesen werden.

Aus diesen grundlegenden Erkenntnissen geht wiederum hervor, dass die Dauerhaftigkeit des Betons gegenüber Karbonatisierung und Chlorideindringung mit der Betondruckfestigkeit nicht eindeutig zusammenhängen und vielmehr andere Einflussfaktoren (Wahl der Bindemittelart usw.) im Vordergrund stehen. Deswegen ist es nochmals umso wichtiger, die Dauerhaftigkeit des Betons leistungsbezogen zu bewerten und nicht nur indirekt aufgrund der gegebenen Druckfestigkeit zu beurteilen.

2.5 Einflussfaktoren auf den Materialwiderstand von Beton

2.5.1 Betontechnologische Einflüsse

2.5.1.1 Zement- bzw. Bindemittelart

Der Materialwiderstand eines Betons gegenüber Karbonatisierung (vgl. Kapitel 2.3) bzw. Chlorideindringen (vgl. Kapitel 2.4) wird maßgeblich von der Art des verwendeten Zements bzw. Bindemittels beeinflusst [28, 36, 43].

Entscheidend für den Karbonatisierungsfortschritt ist der C_3S-Gehalt eines Zements, welcher zu der Menge des gebildeten Calciumhydroxids beiträgt (s. Abbildung 18) [123]. So ist bei Portlandzementen generell ein langsamerer Karbonatisierungsfortschritt zu beobachten als bei Hochofenzementen. Dies ist darauf zurückzuführen, dass Betone mit reinem Portlandzement (CEM I) einen vergleichsweise hohen Anteil an $Ca(OH)_2$ aufweisen. Je mehr $Ca(OH)_2$ bei der Hydratation der Portlandzementklinkerphasen C_3S gebildet wird, desto mehr CO_2 können gebunden werden, bevor die Karbonatisierungsfront weiter voranschreitet. Bei den portlandzementhaltigen Betonen geht mit der Karbonatisierung außerdem eine Verdichtung des Porengefüges einher, was ebenfalls zu einer Steigerung der Druckfestigkeit führt [13, 28].

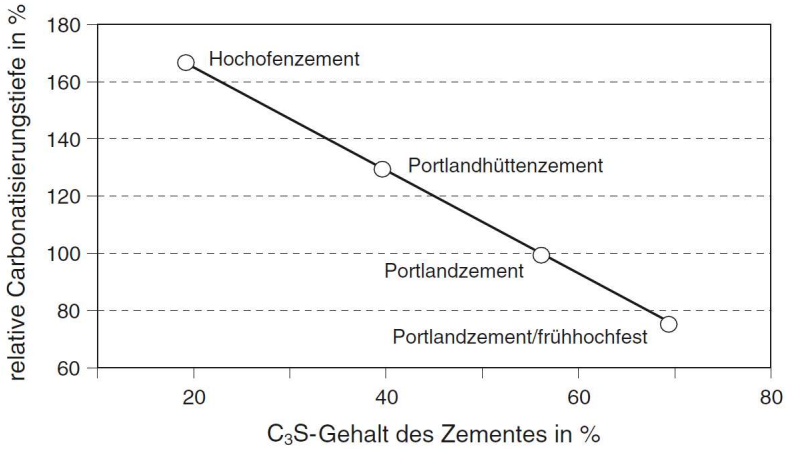


Abbildung 18: Einfluss der Zementart auf die relative Karbonatisierungstiefe, aus [28] nach [123]

Auf der anderen Seite weisen CEM I-Betone generell sehr geringe Eindringwiderstände gegen Chloride auf [85]. Hauptursache hierfür ist die chemische Chloridbindekapazität, welche maßgeblich vom Anteil der Aluminatphasen (C_3A) im Zementstein abhängt. Das Tricalciumaluminat C_3A dient dem freien Chlorid als Reaktionspartner für die Bildung des wasserunlöslichen Friedel´schen Salzes [28, 18]. So verringert sich das Chloridbindevermögen entsprechend mit abnehmendem C_3A-Gehalt. Aufgrund des geringen Gehalts an C_3A ist die Chloridbindekapazität bei Betonen mit CEM I deutlich vermindert. Neben der Chloridbindekapazität spielt auch die Beschaffenheit des Porengefüges für den Chlorideindringwiderstand eine zentrale Rolle. Bei CEM I-Betonen erfolgt der Chloridtransport hauptsächlich in der Kontaktzone zwischen der Gesteinskörnung und der Zementsteinmatrix. Diese Kontaktzone ist bei portlandzementhaltigen Betonen durch eine erhöhte Porosität gekennzeichnet und damit für eindringende Medien besonders durchlässig [79, 115].

Durch den Einsatz von Zusatz- bzw. Zumahlstoffen und die damit verbundene Reduzierung des Klinkergehalts können die genannten Eigenschaften nochmals in unterschiedlichem Maße beeinflusst werden.

Einfluss von latent-hydraulischen Zusatz- bzw. Zumahlstoffen

Latent-hydraulische Zusatzstoffe (Hüttensand) führen durch ihre Nachfestigkeitsentwicklung zu einer Verminderung des Anteils an Kapillarporen bzw. zu einem dichteren Porengefüge im Beton. Dies trägt entsprechend zu einer höheren Dichtigkeit gegenüber gasförmigen und flüssigen Medien bei. Allerdings wird während der latent-hydraulischen Reaktion auch allmählich der Gehalt an Calciumhydroxid (als Anreger für die chemische Reaktion) verbraucht [28].

Unter gleichwertigen Randbedingungen (w/z-Wert etc.) haben hochofenzementhaltige Betone deshalb einen schwächeren Karbonatisierungswiderstand als Betone mit Portlandzement, vgl. Abbildung 18. Durch ihre latent-hydraulische Reaktion ist letztlich weniger Portlandit für die chemische Bindung des CO_2 vorhanden, so dass eingedrungenes CO_2 entsprechend leichter in das Innere des Betons voranschreiten kann [28, 43]. So zeigten die von THIEL et al. [124] durchgeführten Schnellkarbonatisierungsversuche, dass hochofenzementhaltige Betone eine bis zu 2,8-mal größere Karbonatisierungstiefe aufwiesen als jene Betone, die nur Portlandzement enthielten.

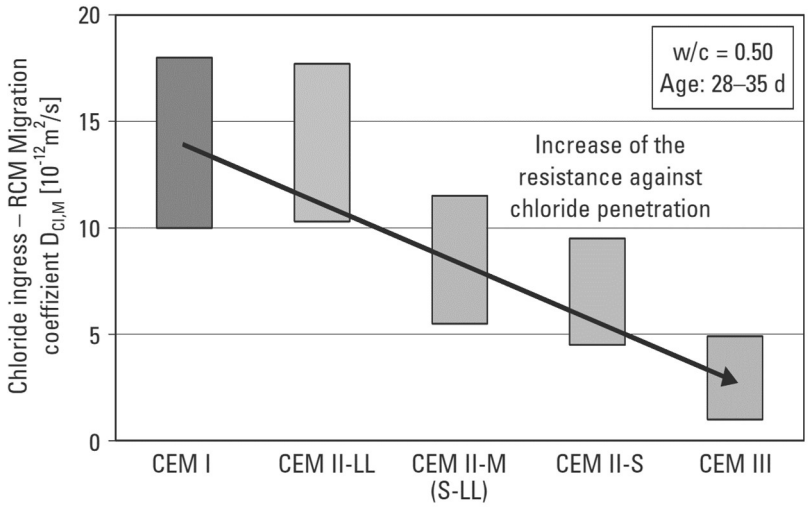


Abbildung 19: Einfluss der Zementart auf den Chloridmigrationskoeffizienten D_{RCM}, nach [125]

Auf der anderen Seite weisen hochofenzementhaltige Betone aufgrund ihrer dichten Porenstruktur im Gefüge und ihres hohen Chloridbindungsvermögens tendenziell die niedrigsten Chloridmigrationskoeffizienten auf [10, 85, 126]. Wie aus den Studien von MÜLLER [125] in Abbildung 19 entnommen werden kann, verringerte sich der Chloridmigrationskoeffizient mit zunehmendem Hüttensandanteil im Beton, d.h. der Widerstand gegenüber dem Eindringen von Chloriden erhöhte sich. Beispielsweise lagen die Chloridmigrationskoeffizienten für einen CEM III-Beton im Vergleich zu einem CEM I-Beton um den Faktor 2 bis 4 niedriger.

Einfluss von puzzolanischen Zusatz- bzw. Zumahlstoffen

Bei Betonen mit Flugasche oder Silikastaub wird aufgrund der puzzolanischen Reaktion der Materialwiderstand in Form einer geringeren Porosität bzw. einer feineren Porenstruktur verbessert, was umgekehrt mit einem kontinuierlichen Verbrauch an Calciumhydroxid (als Anreger) im Zuge der chemischen Reaktion verbunden ist [127].

In den Untersuchungen von XU et al. [128] wurden Schnellkarbonatisierungsversuche (20 Vol.-% CO_2) an CEM I-Betonen mit einer Klinkersubstitution durch Flugasche zwischen 10 %, 20 % und 25 % durchgeführt, s. Abbildung 20 (links). Es wurde beobachtet, dass sich der Karbonatisierungswiderstand der Betone mit zunehmendem Flugaschegehalt verringerte. Diese Beobachtungen waren aufgrund des abnehmenden Angebots an Calciumhydroxid zu erwarten, wodurch im Vergleich zu den Betonen mit Portlandzement weniger Portlandit zur Verfügung stand, um das CO_2 chemisch binden zu können. Dies hatte zur Folge, dass das CO_2 rascher in das Innere des Betongefüges eindringen konnte und entsprechend höhere Karbonatisierungstiefen verzeichnet wurden [128].

Im Hinblick auf den Chloridmigrationswiderstand trägt die feinere Porenstruktur von flugaschehaltigen Betonen dazu bei, dass u.a. die Diffusionsgeschwindigkeit der Chloride verlangsamt wird [129]. So konnte WIENS [115] an CEM I-Betonen mit steigendem Flugaschegehalt eine erhebliche Reduzierung des Chloridmigrationskoeffizienten feststellen, s. Abbildung 20 (rechts) [87]. Dabei verbesserte sich der Chloridmigrationswiderstand, je mehr Klinker durch Flugasche substituiert wurde. Die Hauptursachen waren nach WIENS [115] zum einen, dass die Porenkanäle im Zementstein durch die puzzolanischen Reaktionsprodukte verengt wurden (sog. „pore-blocking effect“) und zum anderen, dass mit steigendem Flugaschegehalt eine zunehmende sorptive Chloridbindungskapazität einherging. Im Gegensatz dazu können Betone mit CEM II/A-V aufgrund einer langsamen Erhärtung auch Chloridmigrationskoeffizienten in der Größenordnung von CEM I-Betonen (bei gleichem Prüfalter) aufweisen [85]. Allerdings ist bei CEM II/A-V-Betonen wiederum ein verbesserter Chlorideindringwiderstand mit dem Einfluss des zunehmenden Betonalters zu erwarten, s. Kapitel 2.5.1.4.

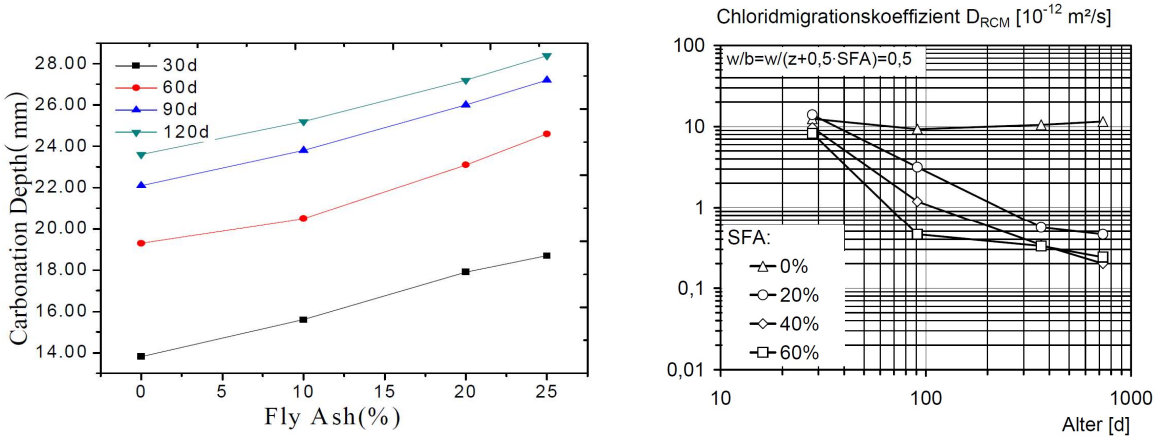


Abbildung 20: Einfluss des Flugaschegehalts auf die Karbonatisierungstiefe (links) [33] und auf den Chloridmigrationskoeffizienten D_{RCM} (rechts), aus [87] nach [115]

Einfluss von inerten Zusatz- bzw. Zumahlstoffen

Durch die Zugabe von inerten Gesteinsmehlen (z.B. Kalksteinmehl) bzw. die Verwendung von kalksteinmehlhaltigen Portlandzementen (z.B. CEM II/A-LL) wird der reaktive Klinkergehalt des Zements verringert. Folglich reduziert sich mit zunehmendem Anteil dieser inerten Stoffe der Gehalt an $Ca(OH)_2$ im hydratisierten Zementstein [28], wodurch sich u.a. auch der Karbonatisierungswiderstand des Betons vermindert.

Dies zeigte sich entsprechend in den Untersuchungen von BARKER & MATTHEWS [130], die die Karbonatisierungstiefe nach einem Jahr an Betonen mit reinem Portlandzement sowie Betonen mit einem Kalksteingehalt von bis zu 25 % gemessen hatten (s. Abbildung 21, links). Es ergab sich, dass die kalksteinhaltigen Betone mit zunehmendem Kalksteingehalt eine wesentlich höhere Karbonatisierungstiefe im Vergleich zu den Betonen mit Portlandzement (bei gleichem w/b-Wert) aufwiesen. Wiesen beide Betonserien wiederum eine gleichhohe Druckfestigkeit auf, wurden unabhängig vom Kalksteingehalt ähnliche Karbonatisierungswiderstände festgestellt [130].

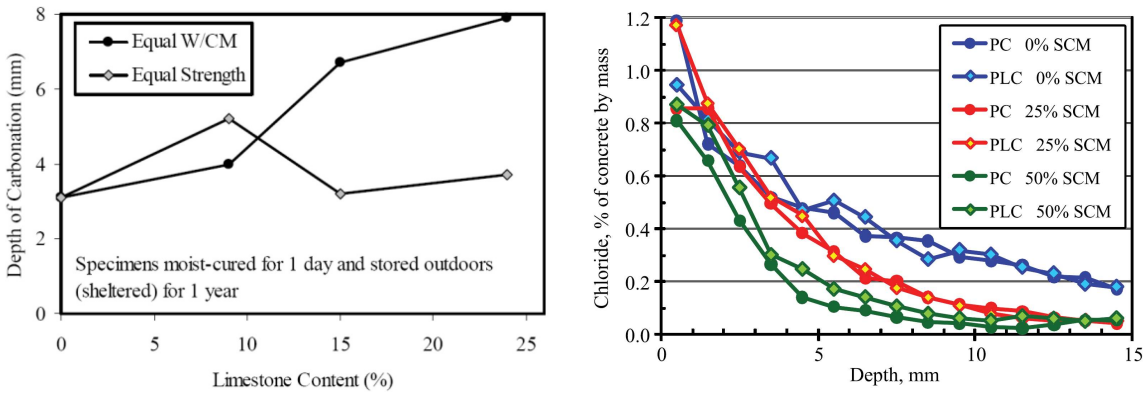


Abbildung 21: Einfluss des Kalksteinmehlgehalts im Zement auf die gemessene Karbonatisierungstiefe bei konstantem w/z-Wert bzw. gleichhoher Druckfestigkeit (links) [130] und gemessene Chloridprofile an Betonplatten mit bzw. ohne Kalksteinmehl und ggf. Zusatzstoffe (rechts) [131]

Im Fall des Chlorideindringwiderstands zeigen sich bei der Zugabe von Kalksteinmehl keine nennenswerten Veränderungen gegenüber CEM I-Betonen. Dies ergab sich bspw. aus der Feldstudie von THOMAS et al. [131], wonach sich die ermittelten Chloridprofile und Chloridmigrationskoeffizienten nur geringfügig zwischen Betonserien mit Portlandzement bzw. Kalksteinzement (w/z-Wert von 0,44 und auf Basis einer gleichhohen Druckfestigkeit) unterschieden (s. Abbildung 21, rechts). Bedingt durch das geringe Chloridbindungsvermögen und die hohe Porosität, weisen Betone mit CEM II/A-LL – ähnlich wie CEM I-Betone – die höchsten bzw. ungünstigsten Chloridmigrationskoeffizienten auf (vgl. Abbildung 19) [85].

2.5.1.2 Wasserzement- bzw. Wasserbindemittelwert

Die Ausbildung des Betongefüges wird maßgebend durch den Wasserzementwert bzw. Wasserbindemittelwert geprägt. Es ist allgemein bekannt, dass diese betontechnologischen Kennwerte einen erheblichen Einfluss auf die Kapillarporosität des Betons haben [13, 28, 132]. So kommt es mit steigendem w/z-Wert bzw. w/b-Wert zu vermehrten Porenräumen, die Kapillarporosität nimmt zu und damit einhergehend steigt auch die Durchlässigkeit des Betons [133]. Erwartungsgemäß führt dies zu einem Anstieg der Karbonatisierungsrate bzw. des Chloridmigrationskoeffizienten.

In Abbildung 22 (links) wird die Karbonatisierungsrate in Abhängigkeit vom w/b-Wert für verschiedene Betone mit unterschiedlichen Zementsorten und Klinkergehalten dargestellt [134]. Aufgeführt sind Betonserien mit einem variierenden w/b-Wert im Bereich von 0,40 bis 0,60, die nach 7-tägiger Nachbehandlung (im Wasser) in der Klimakammer (20 °C, 65 % r. F.) unter natürlicher CO_2-Konzentration (0,04 Vol.-%) karbonatisiert wurden. Wie aus den Ergebnissen hervorgeht, lässt sich mit einem variierenden w/b-Wert der Einfluss der Karbonatisierungsrate erkennen. So nimmt mit steigendem w/b-Wert der Anteil an durchlässigen Poren im Betongefüge zu, womit folglich auch die Karbonatisierungsrate wesentlich höher ausfällt [135]. Nach HUNKELER [43] und GREVE-DIERFELD [26] lässt sich i.d.R. eine lineare bis exponentielle Zunahme der Karbonatisierungsrate bei steigendem w/b-Wert feststellen, vgl. Abbildung 22 (links).

In Abbildung 22 (rechts) sind die Ergebnisse von Chloridmigrationsversuchen durch LAY [87] auf der Grundlage von Literaturdaten [10] veranschaulicht. Es wurden Betone mit unterschiedlichen Zementen und variierenden w/b-Werten im Bereich von 0,40 bis 0,60 untersucht. Wie die Ergebnisse verdeutlichen, nehmen die Chloridmigrationskoeffizienten mit steigendem w/b-Wert systematisch zu, was auf eine höhere Durchlässigkeit des Betons zurückzuführen ist. Bei einer Steigerung des w/b-Werts von 0,40 auf 0,60 vergrößert sich der Chloridmigrationskoeffizient bei den einzelnen Betonserien um den Faktor zwei bis drei [87]. Ferner wird der Einfluss des Bindemittels ersichtlich, besonders zwischen den portlandzementhaltigen CEM I-Betonen und den hochofenzementhaltigen CEM III-Betonen (vgl. Kapitel 2.5.1.1).

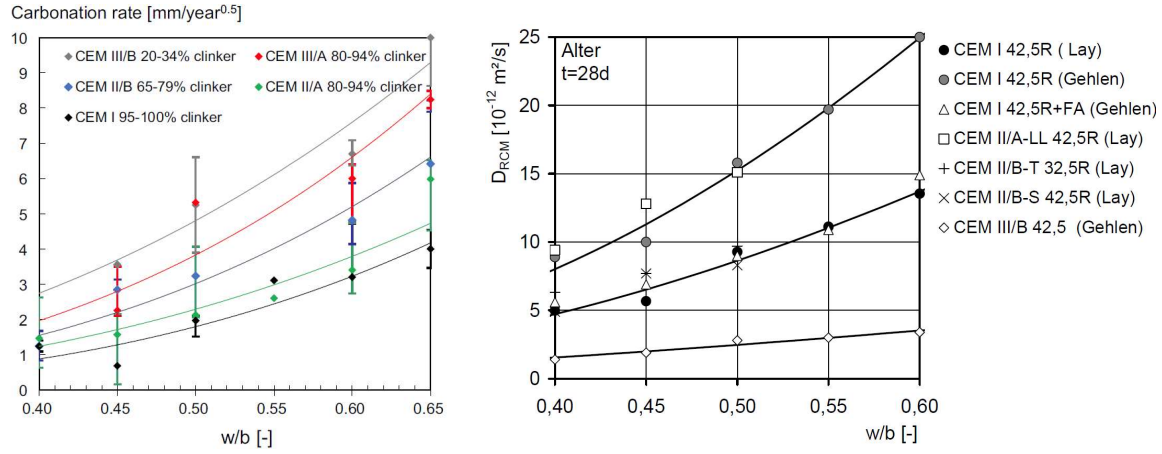


Abbildung 22: Einfluss des w/b-Werts auf die Karbonatisierungsrate (links), aus [134] nach [26, 135] und auf den Chloridmigrationskoeffizienten D_{RCM} (rechts) [87] verschiedener Betonsorten

2.5.1.3 Zement- bzw. Bindemittelgehalt

Die Änderung des Zement- bzw. Bindemittelgehalts (bei einem konstanten w/z- bzw. w/b-Wert) wird von Effekten in Bezug auf die Porenstruktur und damit verbunden auf die Durchlässigkeit von Medien begleitet. Im Allgemeinen ist bereits bewiesen, dass die Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementstein poröser ausfällt als die ungestörte reine Zementsteinmatrix [28, 136].

LAY [87] hatte u.a. auch den Einfluss des Zementgehalts auf den Chloridmigrationskoeffizienten D_{RCM} von verschiedenen Betonmischungen im Alter von 28 Tagen untersucht. Im Rahmen seiner durchgeführten Versuchsreihen variierte der Zementgehalt im Bereich von 300 bis 450 kg/m³ bei einem konstanten w/b-Verhältnis von 0,45 (s. Abbildung 23, links). Die Versuchsergebnisse ergaben, dass die erzielten Chloridmigrationskoeffizienten trotz variierendem Zementgehalt in der gleichen Größenordnung lagen. Bei einer betontechnologischen Erhöhung des Zementgehalts wird einerseits der Anteil der Gesteinskörnung verringert, wodurch es zu einer Reduzierung des Volumens der porösen Kontaktzone kommt. Andererseits führt ein höherer Zementgehalt zu einem vergrößerten Gesamtvolumen der durchlässigen Zementsteinmatrix und damit zu einer geringeren Tortuosität der Porenstruktur [87, 89]. Die Ergebnisse zeigten folglich, dass die beiden Effekte sich gegenseitig neutralisierten [87]. Nach LAY [87] hat sich ein möglicher Einfluss des Zementgehalts auf den Chloridmigrationskoeffizienten des Betons – unabhängig von der Art des verwendeten Zements – als unbedeutend erwiesen.

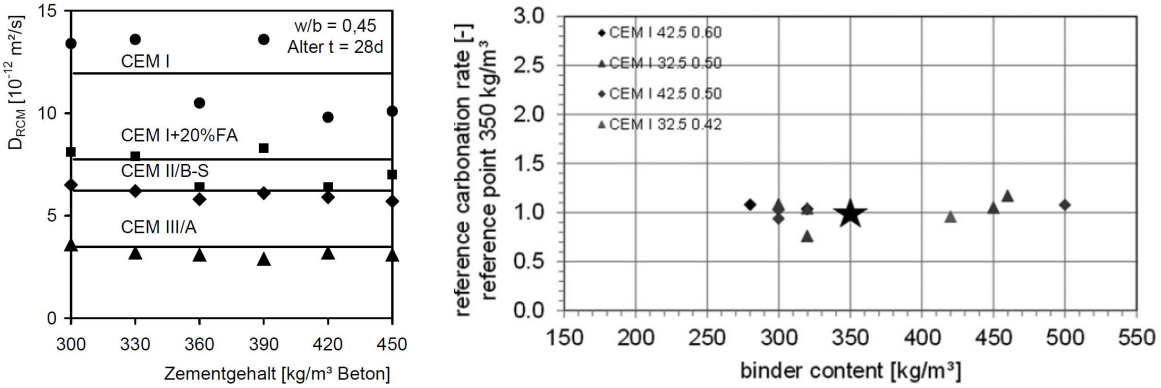


Abbildung 23: Einfluss des Zementgehalts auf den Chloridmigrationskoeffizienten D_{RCM} (links) [87] bzw. auf die Karbonatisierungsrate, normiert auf 350 kg/m³ (rechts) [135]

GREVE-DIERFELD [135] wertete Literaturdaten über den Einfluss des Bindemittelgehalts (zwischen 280 und 500 kg/m³) auf die Karbonatisierungsraten von Betonen derselben Zementart, Zementfestigkeitsklasse und w/b-Wert aus. Bei der Darstellung der Ergebnisse wurde als Bezugspunkt ein Bindemittelgehalt von 350 kg/m³ gewählt (s. Abbildung 23, rechts). Aus den ausgewerteten Studienergebnissen ging hervor, dass der Bindemittelgehalt unter der Voraussetzung eines homogen hergestellten und verarbeiteten Betons ebenfalls keinen nennenswerten Einfluss auf die Karbonatisierungsrate hatte [135]. Insgesamt betrachtet, spielt auch nach der Ansicht von HUNKELER [43] der Zement- bzw. Bindemittelgehalt bei einem konstanten w/z-Wert bzw. w/b-Wert keine oder nur eine sehr untergeordnete Rolle.

2.5.1.4 Betonalter, Gesteinskörnung und Zusatzmittel

Generell führt die langanhaltende Hydratation mit zunehmendem Betonalter zu einer Verdichtung bzw. Verfeinerung der Porenstruktur und damit – je nach Bindemittelart – auch zur Verbesserung des Materialwiderstands [18]. So ist der Anstieg des Chlorideindringwiderstands bei hochofenzementhaltigen CEM III-Betonen mit steigendem Betonalter aufgrund der Nachhydratation und der erhöhten Chloridbindungskapazität am beträchtlichsten, während CEM I-Betone mit Portlandzement aufgrund der relativ geringen Nachhydratation und Chloridbindungskapazität nur eine minimale Verbesserung aufweisen [10, 85]. Bei CEM II-Betonen mit entsprechendem Flugascheanteil ist zu erwarten, dass im Laufe der Zeit die puzzolanische Reaktion zu einer nachhaltigen Gefügeverdichtung führt und dadurch der Chloridtransport durch die verringerten Porenquerschnitte verlangsamt wird, was mit zunehmendem Alter des Betons zu einer Verringerung des Chloridmigrationskoeffizienten führt [87, 115].

Die weitergehende Auswertung der verfügbaren Literaturuntersuchungen verdeutlicht, dass weitere betontechnologische Einflussgrößen (z.B. Gesteinskörnung oder Zusatzmittel) sowohl auf den Karbonatisierungs- als auch auf den Chlorideindringwiderstand des Betons eher als sekundär einzustufen sind. Dabei wird vorausgesetzt, dass ein ausreichend verdichteter und homogener Beton nach betontechnologischen Maßstäben hergestellt wurde [26, 43].

In den wenigen vorhandenen Untersuchungen aus der Literatur wurde festgestellt, dass die Art und Form der Gesteinskörnung keinen eindeutigen Einfluss auf die Karbonatisierungsrate hat [43, 137]. Allerdings können poröse oder leichte Gesteinskörnungen prinzipiell die Gesamtporosität des Betons erhöhen [26]. Darüber hinaus gilt nach GREVE-DIERFELD [26] auch der Einfluss des Größtkorns, sofern das Größtkorn im Verhältnis 1:3 bis 1:5 zur Bauteilgeometrie steht, als unbedeutsam. Demgemäß besteht kein nennenswerter Unterschied zwischen den Karbonatisierungsraten von Mörteln und Betonen [26]. Ein möglicher Einfluss der Größe und Form der Gesteinskörnung auf den Chloridmigrationskoeffizienten wurde in [87] überprüft, dabei konnte jedoch auch kein systematischer Einfluss festgestellt werden.

Systematische Einflüsse durch den Einsatz von Betonzusatzmitteln wurden nur in wenigen Studien untersucht und ebenfalls als nicht sonderlich signifikant bewertet. Die Zugabe von Verflüssigern oder Fließmitteln wurde in [67] für Karbonatisierungsprüfungen und vereinzelt in [87] für Chloridversuche getestet, wobei sich der Einfluss dieser Zusatzmittel als unbedeutsam erwies. Bei der Anwendung von Luftporenbildnern konnte – unabhängig von der Zementart – bis zu einem Frischbetonluftporengehalt von 5,5 Vol.-% kein systematischer Einfluss auf die Karbonatisierungstiefe festgehalten werden [26, 135]. Ein möglicher Einfluss dieses Additivs auf den Chloridmigrationskoeffizienten ist bislang nicht abschließend geklärt. Exemplarische Versuche in [87] lassen jedoch darauf schließen, dass dieser als nicht relevant einzustufen ist [85].

Zusammengefasst können diese betontechnologischen Einflussgrößen auf Grundlage der vorliegenden Untersuchungen derzeit als unerheblich eingestuft werden.

2.5.2 Ausführungs- und expositionsbedingte Einflüsse

2.5.2.1 Einbau und Nachbehandlung

Ein fachgerechter Einbau umfasst sowohl das Einbringen mit einem an die Frischbetonkonsistenz angepassten Einbauverfahren als auch eine darauf abgestimmte Verdichtung [18]. Dabei ist beim Einbau des Betons besonders auf eine ausreichende Verdichtung zu achten, da eine unzureichende Verdichtung zu einer erhöhten Porosität führt und damit das Eindringverhalten von Medien (CO_2, Chloride etc.) begünstigt. Umgekehrt darf der Beton bei der Verarbeitung auch nicht zu intensiv verdichtet werden, da es zu einer Entmischung kommen kann [26, 138].

Der eingebaute Beton ist während der Nachbehandlung durch geeignete Vorkehrungen gegen eine übermäßige Verdunstung des Wassers auf der Betonoberfläche zu schützen. Eine unzureichende Nachbehandlung kann aufgrund der fehlenden Wassermenge zu einem geringeren Hydrationsgrad im Beton führen. Die Folge wäre ein zu niedriger Anteil an entstehenden Hydratationsprodukten, wodurch sich ein poröses Betongefüge und damit eine deutlich höhere Durchlässigkeit für eindringende Medien ergeben würde (vgl. Abbildung 24, links) [28].

EHRENBERG et al. [139] führten Untersuchungen zur Porosität in Abhängigkeit der Nachbehandlungsdauer von hochofenzementhaltigen Betonen für Brückenkappen durch. Es stellte sich dabei heraus, dass die Kapillarporosität in der Randzone des Betons bei nicht hinreichender Nachbehandlung um bis zu 10 % höher sein kann als im Kernbeton. In der Studie von DAY et al. [140] zeigte sich ebenso, dass eine unzureichende Nachbehandlung primär zu einer Abnahme der Dichtigkeit der Porenstruktur beiträgt.

Nach GONEN et al. [141] nimmt mit höherer Porosität zwangsläufig auch die Karbonatisierungsrate zu, wie aus ihren Karbonatisierungsversuchen an Betonen mit Portlandzement hervorgeht (s. Abbildung 24, rechts).

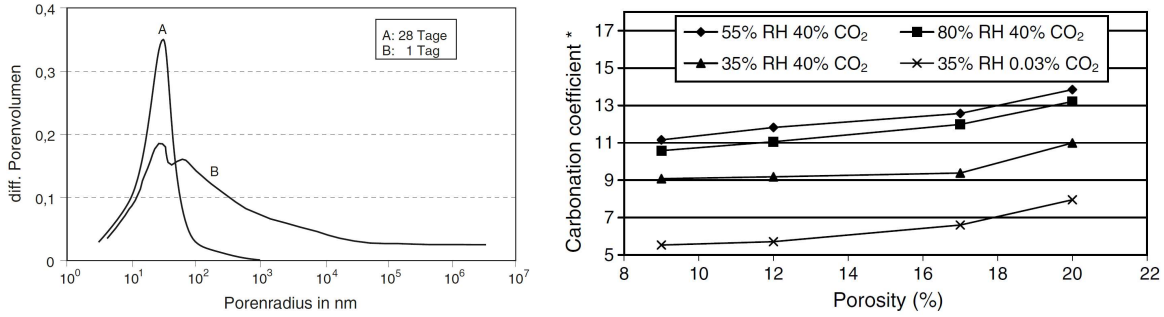


*Abbildung 24: Einfluss der Nachbehandlungsdauer auf die Porenradienverteilung von Zementstein (links), aus [28] nach [142], und Einfluss der Porosität auf die Karbonatisierungsrate (rechts), *bei 0,03 Vol.-% CO_2 in mm/Jahr$^{1/2}$ bzw. bei 40 Vol.-% CO_2 in mm/Tag$^{1/2}$ [141]*

Besonders deutlich wird der Einfluss einer unzureichenden Nachbehandlung bei langsam erhärtenden Zementen mit latent-hydraulischen oder puzzolanischen Hauptbestandteilen. Diese Zemente reagieren bekanntermaßen viel langsamer als Portlandklinkerzemente und brauchen deshalb länger, um einen ausreichenden Hydratationsgrad sowie eine vollwertige Gefügedichtigkeit zu erreichen [124, 143]. Bei einem Wasserverlust in der Betonrandzone besteht daher das Risiko, dass diese Zemente im oberflächennahen Bereich nur unzureichend reagieren können [144]. Dieser allgemein höheren Nachbehandlungsempfindlichkeit wird in der Praxis z.B. nach DIN 1045-3 [145] durch die Vorgabe der Nachbehandlungsdauer mit Berücksichtigung der Festigkeitsentwicklung des einzelnen Betons (Verhältniswert $r = f_{cm2} / f_{cm28}$) Rechnung getragen [28].

HAINER et al. [146] untersuchten den Einfluss der Nachbehandlungsdauer auf die Karbonatisierung (0,04 Vol.-% CO_2) verschiedener Betonserien (B1: CEM I, B3: CEM II/B-M (V-LL), B4: CEM III/B, B6: CEM (50LL)). Die ermittelten Karbonatisierungstiefen nach 365 Tagen bei unterschiedlich langer Wasserlagerung sind in Abbildung 25 (links) dargestellt. Die Autoren konnten eine signifikante Verringerung der Karbonatisierungstiefe mit zunehmender Nachbehandlungsdauer beobachten, in der sich die Karbonatisierungstiefe bei einer 28-tägigen Nachbehandlung gegenüber der 2-tägigen – unabhängig von der Bindemittelart – halbierte [146].

JACOBS et al. [147] ermittelten den Einfluss der Nachbehandlungsart und -dauer auf den Chloridmigrationskoeffizienten von CEM III/B-Betonen, s. Abbildung 25 (rechts). Die Ergebnisse zeigten, dass eine Nachbehandlung mit Folie erwartungsgemäß weniger wirkungsvoll als eine optimale Wasserlagerung war. Ferner war die Art der Nachbehandlung sowie der Schalung von Bedeutung für die Ausbildung des Gefüges der Betonrandzone. Es kam heraus, dass sowohl das paraffinhaltige Nachbehandlungsmittel (NBM) als auch die wasserabführende Schalungseinlage (SE) durch niedrig erzielte Chloridmigrationskoeffizienten sich als wirksam erwiesen haben [147, 148].

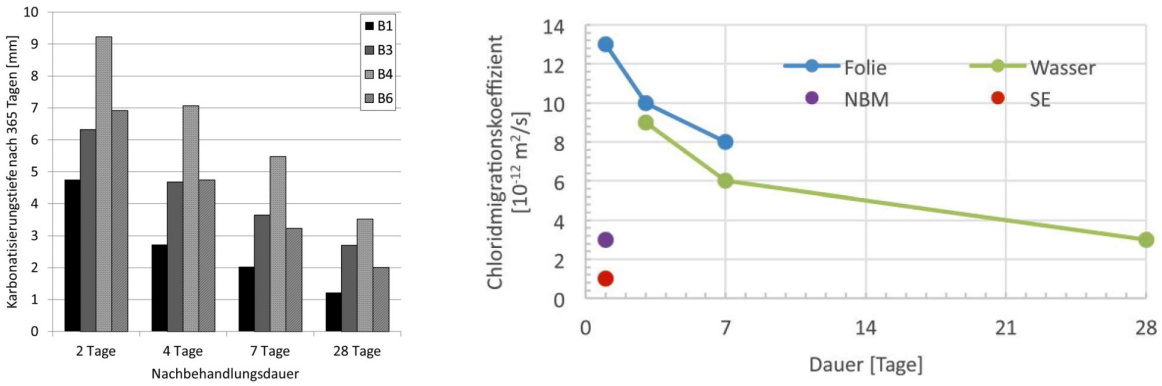


Abbildung 25: Einfluss der Nachbehandlungsdauer auf die Karbonatisierungstiefe nach 365d (links) [146] und auf den Chloridmigrationskoeffizienten (rechts), aus [148] nach [147]

Nach EHRHARDT [144] ist der Einfluss der Nachbehandlung auf die Druckfestigkeit des Betons relativ gering, während andere Betonkenngrößen, die direkt mit der Betonrandzone in Verbindung stehen, deutlich empfindlicher reagieren. So hat die Güte der Betonrandzone den maßgeblichsten Einfluss auf die Dauerhaftigkeit eines Bauwerks, da diese während der Nutzungsdauer wesentlich stärkeren Umwelteinflüssen ausgesetzt ist als der Kernbeton (s. Kapitel 2.6.3) [149].

2.5.2.2 Feuchtigkeit

Einen wesentlichen Einfluss aus der Exposition stellt die Feuchtigkeit dar, die im Zusammenhang mit der Karbonatisierung eine entscheidende Rolle einnimmt. In Abbildung 26 (rechts) ist der Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit sowohl auf die CO_2-Diffusionsgeschwindigkeit als auch auf den Karbonatisierungsfortschritt am Beton schematisch veranschaulicht [150]. Einerseits können in einem vollständig trockenen Beton keine chemischen Karbonatisierungsprozesse stattfinden, da ein gewisser Feuchtegehalt erforderlich ist, damit CO_2 und $Ca(OH)_2$ in den Poren gelöst werden können. Andererseits karbonatisiert ein vollständig nasser Beton praktisch nicht, da die Diffusionsgeschwindigkeit von CO_2 in vollständig wassergefüllten Poren mit $0{,}8 \cdot 10^{-12}$ m^2/s bis $5{,}0 \cdot 10^{-12}$ m^2/s erheblich langsamer als im trockenen Beton mit rd. $1{,}5 \cdot 10^{-8}$ m^2/s ist [28, 43]. Ein maximaler Karbonatisierungsfortschritt stellt sich nach [151, 152] in einem Feuchtigkeitsbereich zwischen 50 % und 70 % heraus, vgl. Abbildung 26 (rechts). So karbonatisieren regengeschützte Außenbauteile in höherem Maße als frei bewitterte Bauteile, da bei beregneten Bauteilen quasi keine Diffusion des gasförmigen CO_2 durch die wassergefüllte Porenstruktur stattfinden kann. Infolgedessen kommt der Karbonatisierungsverlauf praktisch zum Stillstand und würde erst nach dem Austrocknen des Bauteils wieder fortschreiten [153, 154].

Die Bauteilfeuchte ist auch auf den kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt als Einflussparameter zu nennen. In Abbildung 26 (links) wird der qualitative Zusammenhang zwischen dem Feuchtigkeitsangebot und dem kritischen Chloridgehalt in Abhängigkeit von der Qualität der Betondeckung dargestellt [155]. Wie Abbildung 26 (links) entnommen werden kann, findet bei konstant trockenem Beton bzw. niedrigen Bauteilfeuchten auch bei größeren Chloridgehalten keine Korrosionsinitiierung statt. Dies ist darauf zurückzuführen, dass trockener Beton einen sehr hohen elektrolytischen Widerstand und einen hohen Diffusionswiderstand aufweist, wodurch der Korrosionsprozess zum Erliegen kommen kann [155]. Bei sehr hohem Wassergehalt (Sauerstoffmangel im Beton) steigt der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt ebenso deutlich an. Der niedrigste kritische Chloridgehalt tritt bei dauernd feuchten bzw. wechselnd trocken-feuchten Umgebungsbedingungen auf (vgl. Abbildung 26, links) [89, 155].

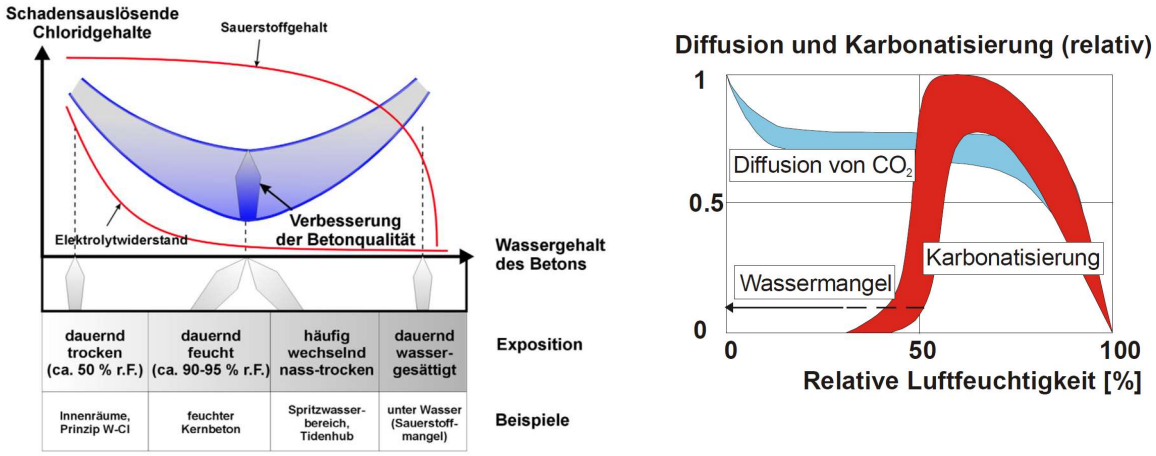


Abbildung 26: Einfluss der Feuchte auf den krit. Chloridgehalt (links), modif. aus [155] nach [156] bzw. auf die CO_2-Diffusion sowie Karbonatisierungsfortschritt (rechts), aus [150] nach [157]

2.5.2.3 Temperatur

Der Einfluss der Temperatur bringt im Fall einer Karbonatisierung gegenläufige Effekte mit sich. Auf der einen Seite erhöht sich mit zunehmender Temperatur die Diffusionsgeschwindigkeit gasförmiger Medien, zugleich sinkt auch die relative Feuchte in den Poren und ermöglicht somit eine günstigere CO_2-Diffusion [28]. Jedoch nimmt mit steigender Temperatur auch die Löslichkeit von $Ca(OH)_2$ in der Porenlösung ab, wodurch sich die Karbonatisierung prozessbedingt verlangsamen kann [158]. Auf der anderen Seite steigt mit fallenden Temperaturen die Löslichkeit von $Ca(OH)_2$ und hätte damit eine Begünstigung der Karbonatisierung zur Folge, wobei sich die CO_2-Diffusion bei niedrigeren Temperaturen aufgrund der einhergehend höheren relativen Feuchtigkeit in den Poren und der langsameren Molekülbewegung verschlechtern würde [28].

Aus der Studie von PAPADAKIS et al. [151] geht hervor, dass der Einfluss der Temperatur im Vergleich zum Einfluss des Feuchtezustands (vgl. Kapitel 2.5.2.2) praktisch vernachlässigbar ist. In ihren Untersuchungen an Betonen mit Portlandzement konnte nur ein minimaler Einfluss der Temperatur auf die Karbonatisierung nachgewiesen werden. ISHIDA et al. [159] führten beschleunigte Karbonatisierungsversuche (10 Vol.-% CO_2) in einem Temperaturbereich von 10 °C bis 50 °C (in 10 °C Intervallschritten) durch. Es wurde dabei festgestellt, dass die optimalen Bedingungen für den Karbonatisierungsprozess zwischen 20 °C und 30 °C liegen, wobei die Karbonatisierungsrate bei 30 °C am schnellsten voranschreitet (s. Abbildung 27, links) [159].

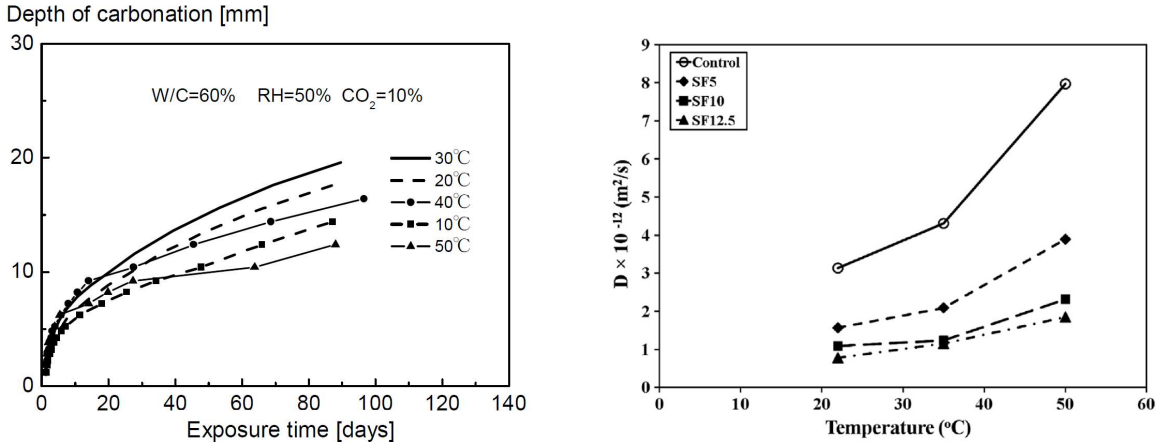


Abbildung 27: Einfluss der Temperatur auf die Karbonatisierungstiefe über die Zeit (links) [159] bzw. auf den Chloriddiffusionskoeffizienten eines Portlandbetons mit Silikastaubanteil (rechts) [160]

Im Falle des Chlorideindringens hängt die Ionenbewegung stark von der Umgebungstemperatur ab. Mit steigender Temperatur können Chloridionen in den Beton schneller eindringen, dies wurde auch in zahlreichen Untersuchungen nachgewiesen [160–164]. Als Beispiel wird in Abbildung 27 (rechts) der ermittelte Diffusionskoeffizient eines Portlandbetons und verschiedener Betonserien, die anteilig mit Silikastaub substituiert wurden, bei unterschiedlichen Prüftemperaturen dargestellt. Erwartungsgemäß war bei höheren Temperaturen ein Anstieg des Diffusionskoeffizienten zu beobachten, wobei der Temperatureinfluss bei dem Portlandbeton am stärksten und bei den silikastaubhaltigen Betonen weniger ausgeprägt war [160]. In [165] konnte ebenfalls kein großer Einfluss der Temperatur auf das Chlorideindringen in silikastaubhaltigen Betonen festgestellt werden.

2.5.2.4 CO_2-Konzentration bei Karbonatisierung

Neben den zuvor dargestellten Einflussgrößen gilt insbesondere die CO_2-Konzentration in der Umgebung des Betonbauteils als zentraler Parameter für den Karbonatisierungsverlauf. Im Laufe des letzten Jahrhunderts ist ein Anstieg des CO_2-Gehalts in der Atmosphäre von rd. 280 ppm (0,028 Vol.-%) im Jahr 1958 auf ein gegenwärtiges Niveau von etwa 428 ppm (0,0428 Vol.-%) zu verzeichnen (vgl. Abbildung 28, links) [166]. Eine weitere Zunahme des CO_2-Gehalts in der Luft ist in den kommenden Jahrzehnten nicht auszuschließen. Bezogen auf das Karbonatisierungsverhalten von Betonbauwerken ist mit einer potenziellen Erhöhung der Karbonatisierungsrate in den nächsten Jahren ebenfalls zu rechnen [28].

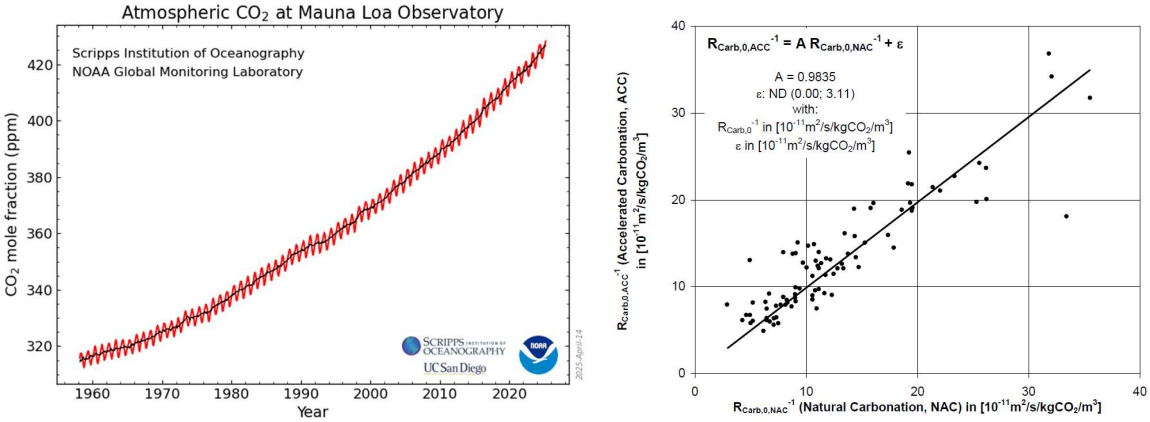


Abbildung 28: CO_2-Konzentration in der Atmosphäre der letzten Jahrzehnte (links) [166] und Vergleich der Karbonatisierungsrate unter beschleunigten und natürlichen Bedingungen (rechts) [91]

Angesichts des steigenden CO_2-Gehalts lässt sich im Labormaßstab ein theor. Beschleunigungsfaktor für die Karbonatisierungsrate bestimmen, HUNKELER [167] definiert diesen wie folgt:

$$B_{K,theo} = \frac{d_S}{d_N} = \frac{K_S}{K_N} = \sqrt{\frac{[CO_2]_S}{[CO_2]_N}}$$

mit

$B_{K,theor}$ Theoretischer Beschleunigungsfaktor für den Karbonatisierungskoeffizienten [-]

d_N, d_S Karbonatisierungstiefe unter natürlichen (N) bzw. beschleunigten (S) Bedingungen [mm]

K_N, K_S Karbonatisierungskoeff. unter natürlichen (N) bzw. beschleunigten (S) Bedingungen [mm/Jahr$^{1/2}$]

$[CO_2]_N$ Natürlicher CO_2-Gehalt (Referenzwert) [Vol.-%]

$[CO_2]_S$ Erhöhter CO_2-Gehalt [Vol.-%]

Karbonatisierungsprüfungen unter beschleunigten Bedingungen (mit erhöhtem CO_2-Gehalt) können anhand der Gleichung auf natürliche Bedingungen (Referenzwert CO_2-Gehalt) übertragen werden [22]. Verschiedene Studien [10, 91, 168–171] konnten dazu einen Zusammenhang nachweisen, wodurch u.a. eine deutliche Verkürzung der Prüfzeit einhergehen würde, s. Abbildung 28 (rechts). Allerdings ist zu differenzieren, dass die CO_2-Konzentration in Laborprüfverfahren von den realen Bedingungen an Bauteilen abweicht. Ferner ist zu berücksichtigen, welche chemischen Nebeneffekte durch die künstliche Erhöhung des CO_2-Gehalts bei der Karbonatisierung in Beton entstehen.

Mögliche Veränderungen in der chemischen Phasenbildung des Zementsteins durch eine Schnellkarbonatisierung wurden von CASTELLOTE et al. [172] an CEM I-Betonen bei CO_2-Gehalten von 0,03 Vol.-%, 3 Vol.-%, 10 Vol.-% und 100 Vol.-% untersucht. Sie stellten in ihren Untersuchungen fest, dass die Mikrostruktur durch eine erhöhte CO_2-Konzentration von 3 Vol.-% weitestgehend unbeeinflusst bleibt und die Reaktionsmechanismen annähernd mit der unter natürlicher CO_2-Konzentration (0,03 Vol.-%) übereinstimmen. Allerdings steigt mit zunehmendem CO_2-Gehalt die Gefahr der Polymerisation des CSH-Gels und der Bildung von amorphem Silikagel. Eine vollständige Reaktion des CSH-Gels zu Silikagel lässt sich ab einem CO_2-Gehalt von 10 Vol.-% beobachten. Ebenso verschwindet der Anteil an Ettringit ab einer CO_2-Konzentration von 10 Vol.-% vollständig. Bei 100 Vol.-% CO_2 verschwinden zuletzt auch die nicht-hydratisierten Zementanteile [172].

In den Untersuchungen von AUROY et al. [173] wurden ebenfalls keine großen Veränderungen in den CSH-Phasen bei der Karbonatisierung von CEM I- und CEM V/A-Zementsteinproben unter natürlichen (0,04 Vol.-% CO_2) und beschleunigten (3,0 Vol.-% CO_2) Prüfbedingungen festgestellt.

Ferner führen SAETTA et al. [174] an, dass mit höheren CO_2-Gehalten zugleich eine verstärkte Wasserbildung bei der Karbonatisierung einhergeht, wodurch sich die CO_2-Diffusion in der Porenstruktur verlangsamt und die Karbonatisierungsprozesse gebremst werden (vgl. Kapitel 2.5.2.2).

CUI et al. [175] kamen zu vergleichbaren Erkenntnissen hinsichtlich der Auswirkung von erhöhten CO_2-Konzentrationen. Sie untersuchten würfelförmige Probekörper (Kantenlänge 100 mm) aus Portlandzement mit verschiedenen w/z-Werten (0,35, 0,45 und 0,55) bei unterschiedlichen CO_2-Konzentrationsniveaus (2, 10, 20, 50 und 100 Vol.-%). Die Karbonatisierungstiefen wurden stets im Betonalter von 7, 14, 28 und 56 Tagen gemessen, s. Abbildung 29 (links). Es stellte sich bei allen untersuchten Prüfserien heraus, dass bis zu einem CO_2-Gehalt von 20 Vol.-% eine stetige Zunahme der Karbonatisierungstiefe zu verzeichnen war, während ab 50 Vol.-% die Karbonatisierungsrate nahezu nicht weiter anstieg [175]. Die Autoren führten dies primär auf eine verstärkte Entstehung von Karbonatisierungsreaktionsprodukten (inkl. Wasser) zurück, die bereits durchlaufende Poren verstopfen und somit die weitere CO_2-Diffusion verlangsamen, vgl. Abbildung 29 (rechts) [175].

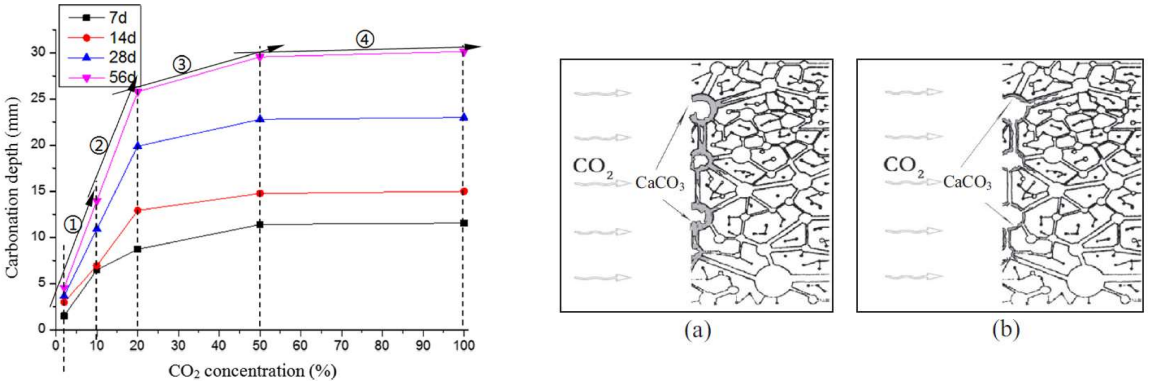


Abbildung 29: Einfluss des CO_2-Gehalts auf die Karbonatisierungstiefe in Beton und schematische Darstellung des CO_2-Diffusionsablauf bei hoher (a) und niedriger (b) CO_2-Konzentration [175]

2.6 Betoneigenschaften am Bauwerk und an separat hergestellten Proben

2.6.1 Grundsätzliches

Für die designierten Eigenschaften eines Bauwerks ist neben der Zusammensetzung des Betons auch dessen fachgerechter Einbau entscheidend, wobei die Herstellung (Transportbetonwerk) und die Verarbeitung (Baustelle) in unterschiedlichen Verantwortungsbereichen liegen. Daher kommen der Konformitätskontrolle im Transportbetonwerk und der Annahmeprüfung auf der Baustelle besondere Bedeutungen zu.

Im Zuge der Konformitätskontrolle wird im Transportbetonwerk geprüft, ob der Beton die Anforderungen hinsichtlich Frisch- und Festbetoneigenschaften (Konsistenz, Druckfestigkeit etc.) gemäß den relevanten Normen erfüllt. Die Ergebnisse dienen als Konformitätsnachweis für eine als einheitlich betrachtete Grundgesamtheit des hergestellten Betons. Im Rahmen einer Annahmeprüfung werden auf der Baustelle klassischerweise die Konsistenz, die Frischbetonrohdichte, ggf. der Luftgehalt, und die Druckfestigkeit an stichprobenartig entnommenen Betonproben überprüft. Damit wird zum einen nachgewiesen, dass die geprüfte Liefercharge einer im Transportbetonwerk als konform abgebildeten Grundgesamtheit entstammt, und zum anderen, dass der Beton im Bauwerk die festgelegten Anforderungen hinsichtlich dieser Eigenschaften erfüllt [18].

Um sicherzustellen, dass der Beton auch im eingebauten Zustand die geforderten Eigenschaften erbringt, ist es von besonderem Interesse, die tatsächlichen Betoneigenschaften im Bauwerk zu untersuchen und nachzuweisen. Der Nachweis erfolgt nach wie vor an separat hergestellten Proben, die unter standardisierten Bedingungen hergestellt und nachbehandelt werden. Allerdings besteht ein wesentlicher Unterschied zwischen separat hergestellten Proben und Bauteilproben in den Erhärtungsbedingungen. Während die Laborproben unter standardisierten Bedingungen gelagert und nachbehandelt werden (in der Regel zunächst sieben Tage unter Wasser bei 20 °C und anschließend entweder weiterhin unter Wasser oder bei 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchtigkeit), wird im Gegensatz dazu das Bauwerk oftmals unter verschiedenen In-situ- und Erhärtungsbedingungen errichtet. Darüber hinaus unterscheidet sich die Art der Verdichtung nochmals deutlich. Die separat hergestellten Proben werden meist auf einem Rütteltisch verdichtet, was eine gleichmäßige und reproduzierbare Verdichtung gewährleistet. Im Gegensatz dazu wird der Beton im Bauteil typischerweise mit einem Innenrüttler verdichtet. Dabei können Schwankungen in Intensität und Dauer der Verdichtung auftreten. Ein weiterer Unterschied zeigt sich in der Art der Probenentnahme. Während die Laborproben durch einfaches Ausschalen aus der Prüfkörperform entnommen werden, müssen Bauteilproben am Bauwerk durch aufwendige Bohrkernentnahmen gewonnen werden.

Des Weiteren stellt die Betonrandzone am Bauteil den maßgebenden Bereich dar, dessen Güte einerseits direkt durch die Bauausführung (Einbau, Nachbehandlung etc.) beeinflusst wird und andererseits während der Nutzungsphase der angreifenden Exposition (z.B. Chloride) widerstehen muss. Dies bedeutet, dass z.B. die Dauerhaftigkeit allein durch die Prüfung separat hergestellter Proben nicht hinreichend abgebildet werden kann. Letztendlich führen diese genannten Einflüsse dazu, dass die am Bauwerk erzielten Betoneigenschaften von denen der separat hergestellten Proben erheblich abweichen können. Im Gegensatz dazu ist bei der Tragfähigkeit primär der Gesamtquerschnitt des Bauteils maßgebend, sodass lokale Randzoneneffekte in diesem Zusammenhang eine untergeordnete Rolle spielen.

2.6.2 Mechanische Eigenschaften

In der Praxis ist ein Unterschied bei der Festigkeit zwischen separat hergestellten Proben und aus derselben Betonzusammensetzung errichteten Bauwerken bzw. Bauteilen seit längerem bekannt. Diesbezüglich gibt es korrespondierende Regelungen in DIN EN 13791 [176], in der das Verhältnis der charakteristischen Druckfestigkeit des eingebauten Betons im Bauwerk zu der charakteristischen Druckfestigkeit der separat hergestellten Proben mit 0,85 beziffert wird. Es wird demnach davon ausgegangen, dass die charakteristische Druckfestigkeit (5 %-Quantil) von separat hergestellten Standardprüfkörpern im Schnitt 15 % höher ist als die charakteristische Druckfestigkeit (5 %-Quantil) vergleichbarer Bohrkernproben aus dem Bauwerksbeton [177].

Aufgrund verschiedener Einflussgrößen können sich die mechanischen Betoneigenschaften in Bauwerken bzw. Bauteilen von den Laborprobekörpern unterscheiden. Nach WEBER [177] spielen hierfür die Vorgänge bei der Bauwerksherstellung, wie die Verdichtung, die Nachbehandlung, die Bauteilart, aber auch die vorliegenden Witterungseinflüsse eine Rolle. Bei einer nicht ausreichenden Verdichtung des Betons im Bauteil kann es zu einem höheren Anteil an Lufteinschlüssen kommen als bei Laborprobekörpern, welche stets gleichmäßig auf dem Rütteltisch verdichtet werden. Des Weiteren können auftretende Temperatur- und Feuchtegradienten im Bauteil zur Bildung von Mikrorissen und folglich zu einer Verringerung der Druckfestigkeit führen. Außerdem kann die Entnahme des Bohrkerns selbst schon zu einer Schwächung des Gefüges führen. Hierbei kann sich die Querschnittsfläche während der Druckfestigkeitsprüfung durch das sogenannte „Ausmuscheln“ verringern, da bei der Bohrkernentnahme prozessbedingt auch Gesteinskörner angeschnitten werden und diese in der Folge nicht mehr vollständig an der Lastübertragung mitwirken können [178]. Insgesamt führen die genannten Einflussfaktoren dazu, dass bei einer gleichen Betonzusammensetzung und identischem Betonalter die geprüfte Betondruckfestigkeit, welche am Bohrkern eines Bauwerks ermittelt wird, in der Regel niedriger ist als die am separat hergestellten Standardprobekörper [177].

In früheren Studien wurde bereits im Detail der mitunter bedeutsame Unterschied zwischen der Festigkeit am Bauwerk und den zugehörigen Separatproben untersucht.

ROSTÁSY & RANISCH [179] führten umfangreiche Untersuchungen sowohl zur Druckfestigkeit als auch zur Zugfestigkeit von separat hergestellten Proben und Bohrkernen aus quadratischen Betonwänden (je 1,44 m^2 bzw. 2,25 m^2) durch. Die Entnahme der Bohrkerne (d = 100 mm) fand in Richtung der Wanddicke statt. Bei den separaten Proben wurden einerseits Würfel (Kantenlänge 150 mm) für die Prüfung der Druckfestigkeit und andererseits Zylinder (h/d = 300/150 mm) für die Prüfung der Spaltzugfestigkeit hergestellt [179]. Die erzielten Resultate zeigten eine Abweichung in der Festigkeit zwischen den Bohrkernen und den separat hergestellten Proben. Die erreichte Bohrkerndruckfestigkeit nach 28 Tagen entsprach im Mittel ca. 84 % der Druckfestigkeit der Würfelproben. Die Druckfestigkeiten unterlagen einer großen Streuung, bekräftigen aber auf Mittelwertniveau das in der Norm [176] bezifferte Druckfestigkeitsverhältnis von 0,85. Ferner wurde bei der Spaltzugfestigkeit, die an Bohrkernen und Zylindern ermittelt wurde, ein Verhältnis von 1,08 festgestellt. Die Spaltzugfestigkeit war nach 28 Tagen am Bauteil etwas höher als an den Laborprobekörpern, wobei die Ergebnisse in einem sehr großen Bereich streuten und die Abweichungen nicht eindeutig erklärt werden konnten [177, 179]. Anders als zur Druckfestigkeit kann nach [177] ein Umrechnungsfaktor der Zugfestigkeit für die Praxis nicht allgemeingültig getroffen werden.

Weitergehende Untersuchungen über den Zusammenhang von In-situ-Bohrkerndruckfestigkeiten und Laborwürfeldruckfestigkeiten wurden von der CONCRETE SOCIETY [180] vorgenommen. In dieser Studie wurde das Druckfestigkeitsverhältnis zwischen Würfelproben (Kantenlänge von 100 mm) und Bohrkernen (d = 100 mm) aus diversen Bauteiltypen (Blöcke mit 2,25 m^2, Platten mit 4 m^2 und Wände mit 6 m^2) im Alter von 28 Tagen untersucht. Alle Bauteile wurden mit unterschiedlichen Betonmischungen hergestellt und anschließend im Freien gelagert. Variiert wurden bis zu vier Zementsorten aus Portlandzement mit verschiedenen Zusatzstoffen wie Flugasche, Hüttensand und Kalkstein [180]. Die erzielten Ergebnisse belegten, dass die an den Bauteilen geprüften Druckfestigkeiten im Vergleich zu den Laborprobekörpern sowohl höher als auch niedriger sein können. Das Druckfestigkeitsverhältnis variierte je nach Bauteilart zwischen 0,60 und 1,10 bei den Blöcken, zwischen 0,65 und 1,25 bei den Platten und zwischen 0,70 und 1,05 bei den Wänden [177, 180].

SCHNELL & WEBER [181] zeigten in jüngsten Untersuchungen an wandartigen Betonbauteilen (8 Wände mit ca. 2,25 m^2) aus vier verschiedenen Betonmischungen, dass der normativ festgelegte Wert von 0,85 das Verhältnis der In-situ-Druckfestigkeit zur Druckfestigkeit von Laborprobekörpern auf der sicheren Seite beschreibt. So lag das Druckfestigkeitsverhältnis bei 28-tägiger Wasserlagerung der Laborprobekörper in einem Bereich von 0,84 bis 1,15 und im Mittel bei 0,98 [181]. Weitere bestehende Studien zur Bauwerksdruckfestigkeit können [182–185] entnommen werden.

Die Zusammenstellung dieser vorangegangenen Untersuchungen zeigt, dass Unterschiede in der Festigkeit zwischen separat hergestellten Prüfkörpern und Bohrkernen aus Bauteilen bestehen. Über alle Bauteilarten hinweg wiesen die Untersuchungsergebnisse eine sehr große Streubreite beim Vergleich der Festigkeit auf. Daher ist es äußerst schwierig, einen genauen Faktor für diese Variablen anzugeben. Diese inhärenten Unterschiede werden durch die normativen Materialsicherheitsfaktoren in den Bemessungsregeln sichergestellt [4, 177].

2.6.3 Dauerhaftigkeitsrelevante Eigenschaften

Im Gegensatz zu der Festigkeit stellt bei den dauerhaftigkeitsrelevanten Eigenschaften die Betonrandzone am Bauteil den maßgebenden Bereich dar. Die Performance des Bauteils wird durch die Eigenschaften des Betons, die Qualität der Bauausführung (Einbau, Verdichtung, Nachbehandlung usw.) sowie durch die während der Nutzungsphase einwirkenden Expositionen (Chloride, Karbonatisierung, Frost etc.) bestimmt [18]. Letztendlich führen diese genannten Einflüsse dazu, dass die geforderten Dauerhaftigkeitseigenschaften des Betons im Bauteil deutlich von denen der separat hergestellten Proben abweichen können, vgl. Kapitel 2.6.1. In Abbildung 30 wird beispielsweise der Unterschied in der zeitlichen Entwicklung des Chloridmigrationskoeffizienten (D_{RCM}) zwischen separat hergestellten Laborprobekörpern und gleichartigen Bauteilproben auf einer Baustelle in Oslo (Norwegen) verdeutlicht [186].

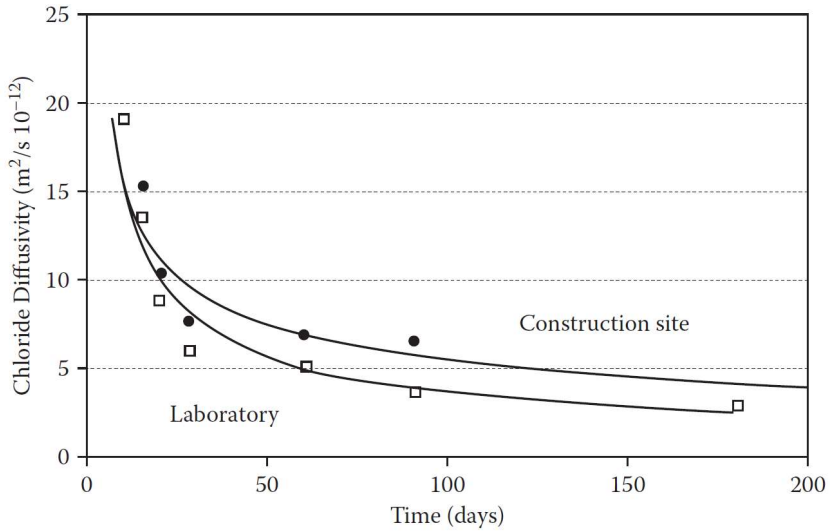
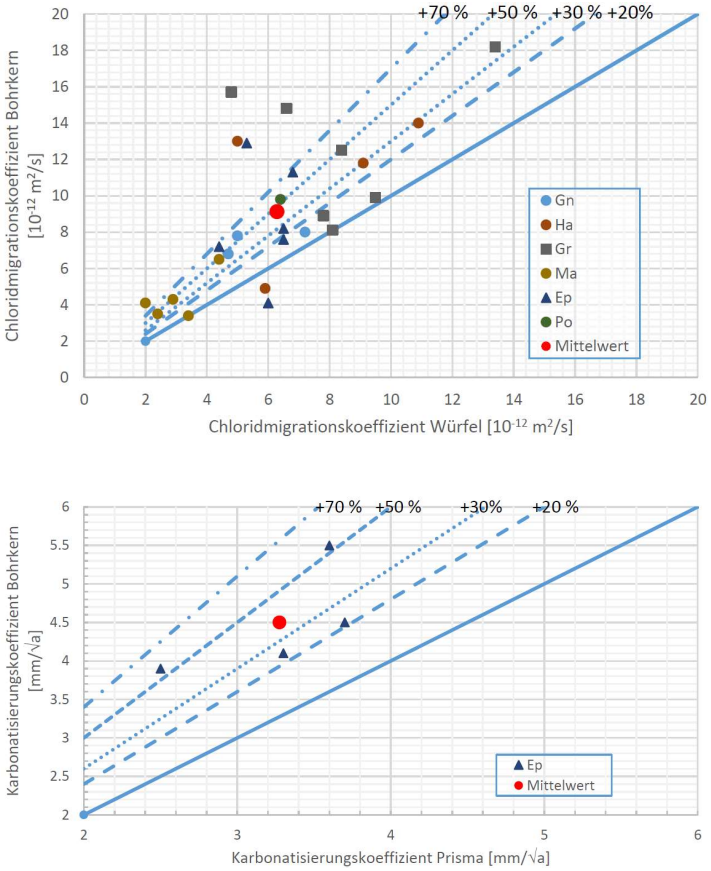


Abbildung 30: Zeitliche Entwicklung des Chloridmigrationskoeffizienten zwischen Bauteilproben und separaten Laborprobekörpern, untersucht auf einer Baustelle in Oslo (Norwegen) [186]

JACOBS et al. [187] gingen auch der Fragestellung nach, inwieweit die dauerhaftigkeitsrelevanten Eigenschaften des eingebauten Betons im Bauwerk mit den separat hergestellten Proben tatsächlich bewertet und quantifiziert werden können. Dafür wurden separate Proben (Würfel mit 150 mm Kantenlänge und Prismen) aus angelieferten Transportbetonen von verschiedenen Baustellen gewonnen. Die untersuchten Bauwerke bzw. Betone sind in Abbildung 31 (rechts) dargestellt.

Die Untersuchungen umfassten Performance-Prüfungen sowohl an den separat hergestellten Proben als auch an den entnommenen Bohrkernproben (50 mm Durchmesser) der errichteten Bauteile bzw. Bauwerke. Es wurden unter anderem die Druckfestigkeit sowie die dauerhaftigkeitsrelevanten Betoneigenschaften (Chloridmigrationskoeffizient, Karbonatisierungsrate etc.) im Alter von 28 Tagen als auch im höheren Alter bestimmt. Die Ergebnisse zum Chloridmigrationskoeffizient D_{RCM} sind in Abbildung 31 (oben) dargestellt, diese wurden an den Bohrkernen stets mit Randbeton bestimmt. Die Resultate zur Karbonatisierungsrate sind in Abbildung 31 (unten) abgebildet, diese wurden an den Betonprismen durch eine 63-tägige Lagerung bei 4 Vol.-% CO_2 ermittelt [148, 187].

Die Untersuchungsergebnisse von JACOBS et al. [187] zeigten, dass die Betoneigenschaften im Bauteil nicht mit jenen gleichzusetzen sind, die an den separat hergestellten Proben ermittelt wurden. Dazu gehörten nicht nur die mechanischen Eigenschaften, sondern auch die dauerhaftigkeitsrelevanten Betoneigenschaften. Es stellte sich heraus, dass bei den Bauteilproben im Schnitt der Chloridmigrationskoeffizient um etwa 50 % und die Karbonatisierungsrate um 40 % höher als die separat hergestellten Proben ausfielen, was insgesamt auf eine wesentlich niedrigere Performance der untersuchten Betone im Bauteil hindeutete. Weiterhin ergab sich, dass die aus dem Bauteil entnommenen Bohrkerne eine im Durchschnitt etwa 20 % geringere Druckfestigkeit im Vergleich zu den separat hergestellten Proben aufwiesen (vgl. Kapitel 2.6.2) [148, 187].



Bauwerk	Bauteil	Zement, Zusatzstoff Typ II	Druckfestigkeits-, Expositionsklasse
Ha	Brüstungen Widerlagerwand	CEM II/B-M (T-LL)	C30/37 XC4, XD3, XF4 C30/37 XC4, XD3, XF4
Gn	Brüstungen Widerlagerwand	CEM II/B-M (T-LL)	C30/37 XC4, XD3, XF2 C30/37 XC4, XD3, XF2
Ep	Wände Decken	CEM II/B-M (T-LL)	C30/37 XC4, XD3, XF2 C30/37 XC4, XD3, XF2
Ma	Stützmauer	CEM II/B-M (S-T)	C25/30 XC4, XF2
Gr	Wände Decken	CEM II/A-LL, 40 kg Flugasche	C25/30 XC4, XD1, XF4 C30/37 XC4, XD3, XF4
Po	Brückenkappe	CEM I, 50 kg Flugasche	C30/37 XC4, XD3, XF4

Abbildung 31: Übersicht der untersuchten Bauwerke (rechts), Ergebnisse zum Chloridmigrationskoeffizienten (oben) im Alter von 28 Tagen und zur Karbonatisierungsrate (unten), geprüft an Bohrkernen aus dem Bauteil und an separat hergestellten Prüfkörpern [148, 187]

Insgesamt zeigen sich somit auch deutliche Unterschiede bei den Dauerhaftigkeitseigenschaften zwischen separat hergestellten Proben und Bohrkernen aus Bauteilen. Diese Unterschiede lassen sich auf die gleichen Einflussfaktoren zurückführen, die auch für die Druckfestigkeit maßgeblich sind [187]. Dennoch ist das Ausmaß der Einflüsse teilweise unterschiedlich, da die Dauerhaftigkeit im Gegensatz zur Festigkeit stärker vom Bindemittel und vor allem durch die äußersten Millimeter bis Zentimeter der Betonrandzone geprägt werden. Bei den Dauerhaftigkeitseigenschaften kann nach [187] folglich der Unterschied zwischen Bohrkernen aus Bauteilen und separat hergestellten Proben noch weniger als bei der Druckfestigkeit quantifiziert werden. Weitere Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit zwischen separat hergestellten Proben und Bauteilen erfolgten auch in [188, 189].

Kapitel 3 | Experimentelle Untersuchungen

3.1 Vorbemerkung

Die nachfolgenden experimentellen Untersuchungen wurden im Rahmen des Verbundvorhabens „Dauerhaftigkeit von Beton nach dem Performance-Prinzip – Projekt 5: Annahmeprüfungen auf der Baustelle / Abnahmeprüfungen am Bauwerk“ (IGF-Vorhaben Nr. 21823 N) unter Federführung des Lehrstuhls für Baustofftechnik (Ruhr-Universität Bochum) gemeinsam mit dem Lehrstuhl für Werkstoffe und Werkstoffprüfung im Bauwesen (Technische Universität München) durchgeführt. Teile der nachfolgenden Untersuchungsbeschreibungen sowie Versuchsergebnisse sind bereits in [190–195] zusammengestellt und werden in der vorliegenden Arbeit auf wissenschaftlicher Ebene weiterverwertet.

3.2 Vorgehensweise

Ziel dieser Arbeit ist es, leistungsbezogene Bewertungsansätze aufzuzeigen, um die dauerhaftigkeitsrelevanten Eigenschaften (bspw. Karbonatisierungswiderstand, Chlorideindringwiderstand) zum Zeitpunkt der Annahme des Betons auf der Baustelle bzw. zum Zeitpunkt der Abnahme am Bauwerk nachweisen zu können. Als weiteres Ziel sollen zudem die Unterschiede in diesen Kenngrößen zwischen dem Beton im Bauwerk und jenen in separat hergestellten Proben eruiert werden.

Die experimentellen Untersuchungen werden daher ausschließlich an auf Baustellen gewonnenen Betonproben durchgeführt. Um einen Einfluss aus der Bauausführung (u.a. Betoneinbau und Nachbehandlung) und den Witterungs-/Umgebungsbedingungen auf die dauerhaftigkeitsrelevanten Betoneigenschaften zu erfassen, werden ebenfalls Proben aus errichteten Demonstrator-Bauteilen entnommen.

Zur leistungsbezogenen Bewertung der Betoneigenschaften werden – neben der Druckfestigkeitsprüfung – die direkten Prüfverfahren (Karbonatisierungsverfahren, Chloridmigrationsversuch) im Rahmen des Performance-Konzeptes angewendet. Parallel dazu werden an den Betonen auch dauerhaftigkeitsbezogene Materialkennwerte mit indirekten Schnellprüfverfahren (spez. Elektrolytwiderstandsmessung, Rückprallmessung) erfasst. Um daraus entsprechende Bewertungsansätze für An- bzw. Abnahmeprüfungen abzuleiten, werden die einzelnen Verfahren hauptsächlich im Betonalter von 28 Tagen durchgeführt.

Durch eine Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse sollen Korrelationen sowohl zwischen den einzelnen Betoneigenschaften, zwischen den direkten und indirekten Prüfverfahren als auch zwischen den separat hergestellten Proben und Bauteilproben abgeleitet werden.

In Abbildung 32 ist das Konzept und die Vorgehensweise des Untersuchungsprogramms zusammengestellt.

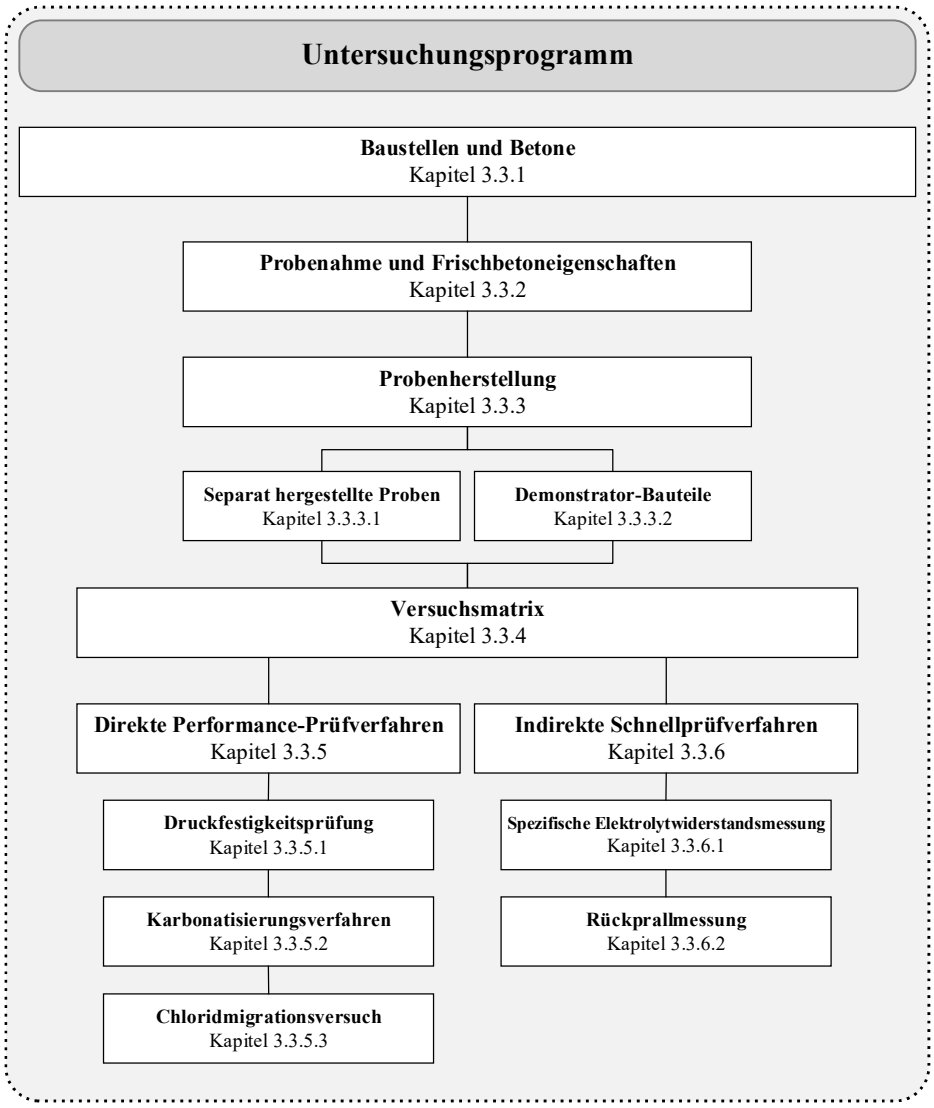


Abbildung 32: Konzept und Vorgehensweise des experimentellen Untersuchungsprogramms

3.3 Untersuchungsprogramm

3.3.1 Baustellen und Betone

Für die Untersuchungen wurden insgesamt 10 Baustellen (B1 bis B10) ausgewählt, die entweder im Bereich des Hochbaus, Ingenieurbaus oder Tiefbaus angesiedelt waren. Dabei erfolgte die Wahl der Baustellen unter Einbezug der dauerhaftigkeitsrelevanten Expositionsklassen XC und/oder XD. Während auf den meisten Baustellen grundsätzlich Transportbeton zum Einsatz kam, wurde bei den Baustellen B1 und B5 auf Baustellenbeton zurückgegriffen. Darüber hinaus war es auf den Baustellen B4, B6 und B10 möglich, verschiedene Bauteile bzw. Betonzusammensetzungen zu untersuchen, wodurch sich die Anzahl der Betone letztlich von 10 auf 16 erhöhte. Zudem wurde die Baustelle B10 von beiden Prüflaboren (Ruhr-Universität Bochum und Technische Universität München) untersucht, sodass hier auch Vergleichsversuche an denselben Betonzusammensetzungen vorgenommen werden konnten. Eine detaillierte Übersicht der einzelnen Baustellen und Betonzusammensetzungen ist in Tabelle 8 dargestellt.

Tabelle 8: Übersicht der Baustellen und Betonzusammensetzungen

Baustelle	Standort	Bauteil	Festig-keitsklasse	Zementart	Zusatzstoff	w/z-Wert$_{eq}$	Größt-korn	Untersuchte Expositionsklasse
B1	Emsbüren (NI)	Schleusenkammerwand	C25/30	CEM III/A 32,5 N LH	Basaltmehl	0,50	32 mm	XC
B2	Bad Salzuflen (NRW)	Brückenwiderlager	C30/37	CEM III/A 42,5 N	-	0,50	32 mm	XC, XD
B3	Bochum (NRW)	Geschossdecke	C30/37	CEM III/A 42,5 N	Flugasche (SFA)	0,54	16 mm	XC
B4-I	Lippstadt (NRW)	Brückenwiderlager	C30/37	CEM II/A-LL 42,5 N	-	0,49	22 mm	XC, XD
B4-II		Brückenüberbau	C35/45	CEM III/A 42,5 N	-	0,45	22 mm	XC, XD
B4-III		Brückenkappe	C25/30	CEM I 42,5 N	-	0,49	22 mm	XC, XD
B5	Sontra (HE)	Brückenüberbau	C35/45	CEM III/A 42,5 N LH	-	0,45	16 mm	XC, XD
B6-I	Pocking (BY)	Brückenwiderlager	C30/37	CEM III/A 32,5 N	-	0,50	16 mm	XC, XD
B6-II		Brückenüberbau	C40/50	CEM III/A 32,5 N LH	-	0,45	16 mm	XC, XD
B7	München (BY)	Zwischendecke	C25/30	CEM II/B-M (V-LL) 42,5 N	-	0,58	16 mm	XC
B8	Rietberg (NRW)	Industrieboden	C30/37	CEM II/A-S 42,5 R	mit/ohne Stahlfäsern	0,52	32 mm	XC
B9	Ascheberg (NRW)	Brückenüberbau	C35/45	CEM III/A 42,5 N	Flugasche (SFA)	0,45	22 mm	XC, XD
B10-I	München (BY)	Brückenpfeiler	C35/45	CEM II/B-M (V-LL) 42,5 N	-	0,47	16 mm	XC, XD
B10-II			C35/45	CEM II/C-M (S-LL) 42,5 N	-	0,47	16 mm	XC, XD
B10-III			C45/55	CEM II/B-M (S-LL) 42,5 N	Flugasche (SFA) Silikastaub (SF)	0,40	16 mm	XC, XD
B10-IV			C35/45	CEM III/A 42,5 N LH	-	0,47	16 mm	XC, XD

3.3.2 Probenahme und Frischbetoneigenschaften

Die Proben aus den angelieferten Betonen wurden nach DIN EN 12350-1 [196] entnommen. Je nach Baustelle fand die Probenahme an verschiedenen Lieferchargen und zu unterschiedlichen Betonierterminen statt, um u.a. sicherzustellen, dass die Proben eine repräsentative Stichprobe des gelieferten Betons darstellten. Die jeweiligen Betonierdaten aller hergestellten Betonproben können dem Anhang A entnommen werden.

Unmittelbar nach der Probenahme wurden die klassischen Frischbetoneigenschaften bestimmt. Dazu wurde die Konsistenz des Frischbetons mit dem Ausbreitversuch nach DIN EN 12350-5 [197], die Frischbetonrohdichte nach DIN EN 12390-6 [198] sowie die Luft- und die Frischbetontemperatur ermittelt. Sofern es sich bei den Betonen um einen Luftporenbeton handelte, wurde zusätzlich der Luftgehalt im Frischbeton nach DIN EN 12390-7 [199] erfasst.

3.3.3 Probenherstellung

3.3.3.1 Separat hergestellte Proben

Im Anschluss an die Probenahme und Charakterisierung der angelieferten Betone fand unmittelbar die dazugehörige Probenherstellung auf der Baustelle statt. Hierbei ergaben sich vor allem zwei Untersuchungsreihen, zum einen die separat hergestellten Proben und zum anderen die simultane Erstellung von Demonstrator-Bauteilen (s. Kapitel 3.3.3.2).

Für die separat hergestellten Proben wurden sowohl Standardwürfelformen (150×150×150 m^3) als auch Prismenformen (100×100×500 m^3) verwendet. Alle Proben wurden auf der Baustelle mit einem herkömmlichen Rütteltisch verdichtet. Um auch mögliche Streuungen der Betonzusammensetzung und daraus resultierende Streuungen der dauerhaftigkeitsrelevanten Eigenschaften zu eruieren, wurden die separat hergestellten Proben aus bis zu drei unterschiedlichen Lieferchargen entnommen. Dabei wurde beachtet, dass die erste Liefercharge stets aus der gleichen Betonmischung mit den Demonstrator-Bauteilen stammte.

Nach der Verdichtung wurden die separat hergestellten Proben mit Folien luftdicht abgedeckt und auf der Baustelle stehen gelassen, damit diese am Herstellungstag den gleichen Umgebungsbedingungen wie die Demonstrator-Bauteile ausgesetzt waren. Nach 24 Stunden wurden die Würfel und Prismen von der Baustelle in das Labor transportiert, entformt und danach direkt unter Wasser bei 20 °C gelagert. Die weitere Konditionierung der separat hergestellten Proben erfolgte anschließend nach den Vorgaben des jeweiligen Prüfverfahrens, s. Kapitel 3.3.5 und Kapitel 3.3.6.

3.3.3.2 Demonstrator-Bauteile

Auf einzelnen Baustellen (B4-I, B4-II, B4-III, B5, B6-I, B6-II, B10-I, B10-II, B10-III und B10-IV) wurde simultan zum realen Bauteil jeweils ein Demonstrator-Bauteil miterstellt, um anschließend daraus Bohrkerne entnehmen und die relevanten Eigenschaften des Betons im Bauteil untersuchen zu können. Für die Erstellung der Demonstrator-Bauteile gab es im Wesentlichen zwei Hauptgründe. Erstens war es nicht möglich, zahlreiche Bohrkernproben aus dem realen Bauteil zu ziehen. Zweitens konnte an den Demonstrator-Bauteilen anhand von diversen Ausschalfristen der Einfluss der Nachbehandlungsdauer präziser untersucht werden.

Je nach Randbedingungen der einzelnen Baustellen wurden entweder Demonstrator-Wände, Demonstrator-Platten oder Demonstrator-Pfeiler hergestellt, deren Aufbau und Nachbehandlungsart im Folgenden beschrieben werden:

- *Demonstrator-Wände (B4-I, B4-II, B6-I, B6-II, B10-I):*
  Die Wände wurden generell mit den Abmessungen von 2,0×2,0×0,25 m^3 (B×H×T) hergestellt. Dabei wurde prinzipiell nur ein Drittel der Wand mit Betonstahl bewehrt, um den Einfluss der Bewehrung z.B. bei der spezifischen Elektrolytwiderstandsmessung (s. Kapitel 3.3.6.1) mit eruieren zu können. Die hergestellten Wände wurden daraufhin auf einer der Wandschalungsseiten bis zu einem Betonalter von 7 Tagen in der Schalung nachbehandelt. Auf der anderen Wandseite wurde die Schalung zumeist nach nur 1 Tag entfernt, um dadurch den Fall einer schlechten Nachbehandlung auf der Betonwandseite zu simulieren.

- *Demonstrator-Platten (B4-III, B5):*
  Die hergestellten Platten wiesen eine Abmessung von 2,0×2,0×0,30 m^3 (B×L×H) auf, wobei die Bewehrung lediglich auf einer Plattenhälfte angeordnet war, so dass die Platten ebenfalls in einen bewehrten und einen unbewehrten Bereich aufgeteilt wurden. Der Bewehrungsgrad entsprach dabei weitestgehend der Ausführung des tatsächlichen Bauwerks selbst, um somit die Bedingungen so identisch wie möglich zu gestalten. Die Nachbehandlung der Platten erfolgte mit einer herkömmlichen Baufolie, wiederum auf einer Plattenhälfte für 1 Tag und auf der anderen Plattenhälfte für 7 Tage.

- *Demonstrator-Pfeiler (B10-I, B10-II, B10-III, B10-IV):*
  Der Pfeiler wurde mit den Abmessungen von 1,2×6,0×6,0 m^3 (L×B×H) errichtet und entsprach damit einer bauteilnahen Dimensionierung. Dabei wurde dieser in vier unterschiedliche Betonzusammensetzungen (B10-I, B10-II, B10-III und B10-IV) aufgeteilt, wodurch sich vier unmittelbar nebeneinanderstehende Pfeiler mit jeweils 1,5 m Breite ergaben. Die Herstellung erfolgte in zwei Betonierabschnitten bzw. -zeitpunkten (Abstand von rd. 2 Wochen), in der je zwei Pfeiler versetzt errichtet wurden. Im ersten Betoniertermin wurden B10-I und B10-III hergestellt, im zweiten Betoniertermin folgten B10-II und B10-IV. Die Ausschalung erfolgte zum Schluss nach Fertigstellung aller Pfeiler, woraus sich zwei Nachbehandlungszeiträume von 25 Tagen (bei B10-I und B10-III) und 7 Tagen (bei B10-II und B10-IV) ergaben. Im Fall von B10-I konnte zusätzlich die Stirnseite nach bereits 7 Tagen ausgeschalt werden, sodass bei dieser Betonzusammensetzung zwei Nachbehandlungsdauer (nach 7 bzw. 25 Tagen) untersucht wurden.

Nach der vorgesehenen Nachbehandlungszeit wurden die Demonstrator-Bauteile denselben Umgebungsbedingungen wie die realen Bauteile auf der jeweiligen Baustelle ausgesetzt. Die zum Herstellungszeitraum des jeweiligen Demonstrator-Bauteils abgerufenen Wetterdaten (bis zum 28. Tag des Betonalters) können dem Anhang B entnommen werden. Alle einzelnen Details zu den jeweiligen Demonstrator-Bauteilen sind in Tabelle 9 zusammengefasst.

Tabelle 9: Übersicht der hergestellten Demonstrator-Bauteile

Baustelle	Demonstrator	Abmessungen	Nachbehandlungsart	Nachbehandlungsdauer je Bauteilseite
B4-I	Wand	2,0×2,0×0,25 m^3 (B×H×T)	in der Schalung belassen	7 und 14 Tage
B4-II	Wand			1 und 7 Tage
B6-I	Wand			7 Tage
B6-II	Wand			1 und 7 Tage
B10-I	Wand			7 und 18 Tage
B4-III	Platte	2,0×2,0×0,30 m^3 (B×L×H)	mit Folien abgedeckt	1 und 7 Tage
B5	Platte			1 und 7 Tage
B10-I	Pfeiler	1,2×1,5×6,0 m^3 (L×B×H)	in der Schalung belassen	7 und 25 Tage
B10-II	Pfeiler			7 Tage
B10-III	Pfeiler			25 Tage
B10-IV	Pfeiler			7 Tage

Im Anschluss an die Herstellung und Nachbehandlung der einzelnen Demonstrator-Bauteile wurden im nächsten Schritt die Bohrkerne entnommen, um daraus die potenziellen Einflüsse aus Bauausführung und Baustellenbedingungen auf die Betoneigenschaften zu untersuchen. Hierzu wurden Bohrkerne mit einem Durchmesser von 100 mm mittels einer Diamant-Kernbohrmaschine gezogen und anschließend zur weiteren Prüfungsvorbereitung in das Labor transportiert. Die Bohrkernentnahme auf der Baustelle fand zumeist in einem Betonalter von etwas mehr als drei Wochen statt, damit die 28-Tage-Prüfungen nach den notwendigen Präparationen noch zeitgleich mit den separat hergestellten Proben durchgeführt werden konnten.

Des Weiteren wurden zusätzliche Bohrkerne bereits nach 7 Tagen bzw. direkt nach der Entformung der Demonstrator-Bauteile gezogen, die daraufhin – ähnlich wie die separat hergestellten Proben – bis zur Prüfung im Labor unter Wasser gelagert wurden. Auf diese Weise sollten vielmehr die Einflüsse aus der Bauausführung (u.a. Betoneinbau) berücksichtigt werden, während die Einflüsse aus den Umgebungs- bzw. Baustellenbedingungen außer Acht gelassen wurden. Diese Bauteilproben werden im weiteren Verlauf als „Lab“ gekennzeichnet. Auf die Präparationsschritte der entnommenen Bohrkerne wird in den jeweiligen Prüfverfahren detaillierter eingegangen, s. Kapitel 3.3.5.

Der Ablauf zur Herstellung und Bohrkernentnahme der Demonstrator-Bauteile ist in Abbildung 33 nochmals veranschaulicht.

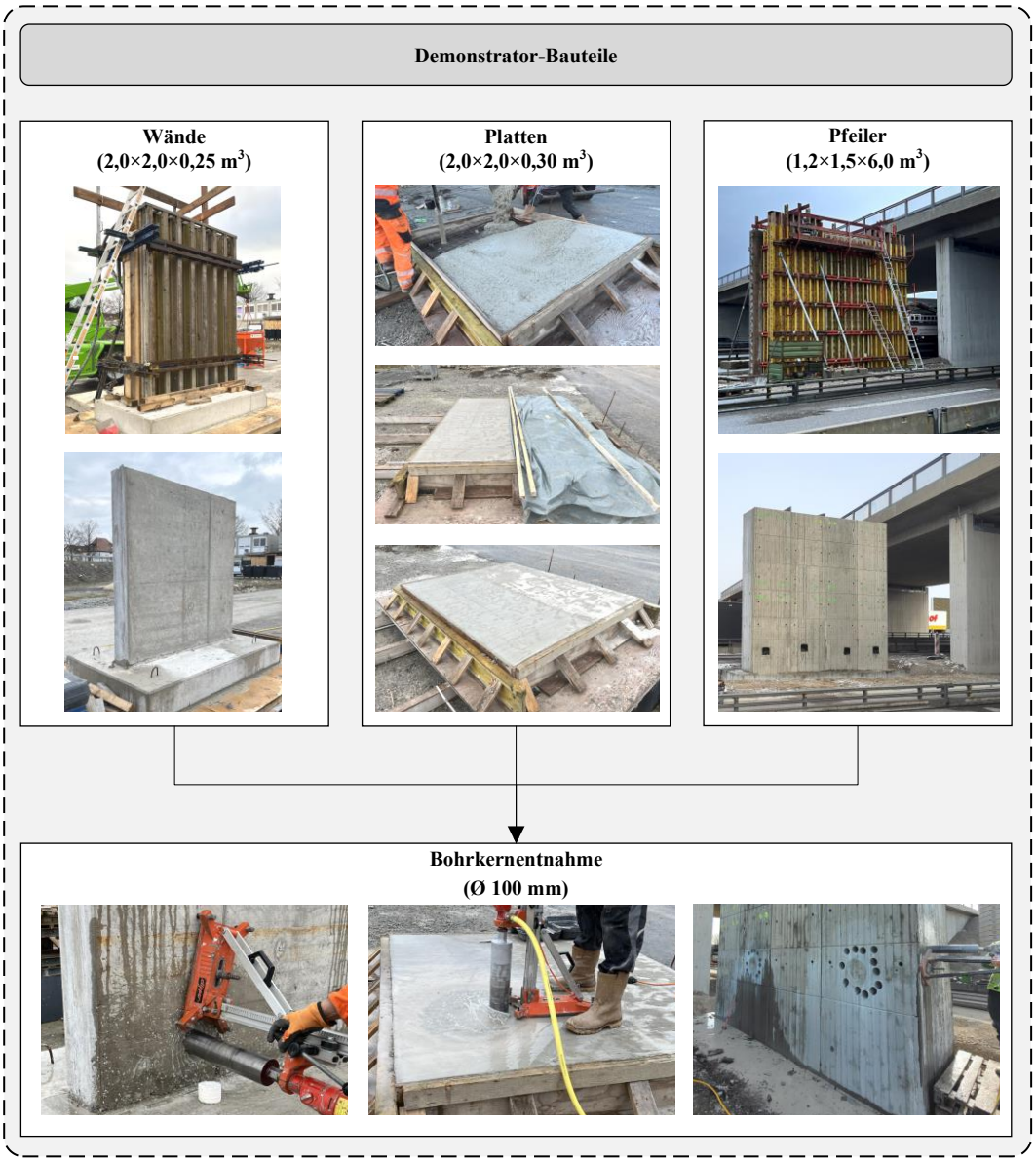


Abbildung 33: Herstellungsablauf und Bohrkernentnahme der Demonstrator-Bauteile

3.3.4 Versuchsmatrix

Insgesamt wurden im Zuge des vorliegenden Untersuchungsprogramms folgende separat hergestellten Proben und Demonstrator-Bauteile auf den Baustellen hergestellt:

- 219 Würfel (150×150×150 mm³),
- 144 Prismen (100×100×500 mm³),
- 5 Demonstrator-Wände (2,0×2,0×0,25 m³),
- 2 Demonstrator-Platten (2,0×2,0×0,30 m³),
- 4 Demonstrator-Pfeiler (1,2×1,5×6,0 m³).

Alle hergestellten Betone, einschließlich der jeweiligen Chargen und der errichteten Demonstrator-Bauteile, sind in Tabelle 10 mit den dazu vorgenommenen Untersuchungsreihen (direkte Performance-Prüfverfahren und indirekte Schnellprüfverfahren) als Versuchsmatrix zusammengefasst.

Tabelle 10: Versuchsmatrix der hergestellten Betone

Betone		Expositionsklassen	Direkte Performance-Prüfverfahren			Indirekte Schnellprüfverfahren	
			Druckfestigkeitsprüfung	Karbonatisierungsverfahren	Chloridmigrationsversuch	Spezifische Elektrolytwiderstandsmessung	Rückprallmessung
B1	Ch.1	XC	X	X			
	Ch.2	XC	X	X			
B2	Ch.1	XC, XD	X	X	X	X	
	Ch.2	XD	X		X	X	
B3	Ch.1	XC	X	X			
	Ch.2	XC	X	X			
	Ch.3	XC	X	X			
B4-I	Ch.1	XC, XD	X	X	X	X	
	Ch.2	XC, XD	X	X	X	X	
	Ch.3	XC, XD	X	X	X	X	
	Wand	XD	X		X	X	
B4-II	Ch.1	XC, XD	X	X	X	X	X
	Ch.2	XC, XD	X	X	X	X	X
	Ch.3	XC, XD	X	X	X	X	X
	Wand	XD	X		X	X	X
B4-III	Ch.1	XC, XD	X	X	X	X	X
	Ch.2	XC, XD	X	X	X	X	X
	Ch.3	XC, XD	X	X	X	X	X
	Platte	XD	X		X	X	X
B5	Ch.1	XC, XD	X	X	X	X	X
	Ch.2	XC, XD	X	X	X	X	X
	Ch.3	XC, XD	X	X	X	X	X
	Platte	XD	X		X	X	X
B6-I	Ch.1	XC, XD	X	X	X	X	
	Ch.2	XC, XD	X	X	X	X	
	Ch.3	XC, XD	X	X	X	X	
	Wand	XC, XD	X	X	X		
B6-II	Ch.1	XC	X	X		X	X
	Ch.2	XC, XD	X	X	X	X	X
	Wand	XC, XD	X	X	X	X	X
B7	Ch.1	XC	X	X			X
	Ch.2	XC	X	X			X
B8	Ch.1		X				X
	Ch.2	XC	X	X			X
B9	Ch.1	XC, XD	X	X	X	X	X
	Ch.2	XC, XD	X	X	X	X	X
	Ch.3	XD	X		X	X	X
B10-I	Ch.1	XC, XD	X	X	X	X	X
	Ch.2	XC, XD	X	X	X	X	X
	Wand	XC, XD	X	X	X	X	X
	Pfeiler	XC, XD	X	X	X	X	X
B10-II	Ch.1a	XC, XD	X	X	X	X	X
	Ch.1b	XC, XD	X	X	X	X	X
	Pfeiler	XC, XD	X	X	X	X	X
B10-III	Ch.1a	XC, XD	X	X	X	X	X
	Ch.1b	XC, XD	X	X	X	X	X
	Pfeiler	XC, XD	X	X	X	X	X
B10-IV	Ch.1a	XC, XD	X	X	X	X	X
	Ch.1b	XC, XD	X	X	X	X	X
	Pfeiler	XC, XD	X	X	X	X	X

3.3.5 Direkte Performance-Prüfverfahren

3.3.5.1 Druckfestigkeitsprüfung

Die Druckfestigkeit der Betone wurde im Prüfalter von 28 Tagen nach DIN EN 12390-3 [200] bestimmt. Dabei erfolgte die Druckfestigkeitsprüfung sowohl an den separat hergestellten Proben als auch an den Bauteilproben der Demonstrator-Bauteile (s. Abbildung 34).

- *Separat hergestellte Proben:*
  Die Druckfestigkeit wurde an Würfelproben mit 150 mm Kantenlänge geprüft. Im Vorfeld jeder Druckfestigkeitsprüfung wurden noch die indirekten Schnellprüfverfahren (spez. Elektrolytwiderstandsmessung und Rückprallmessung) durchgeführt, s. Kapitel 3.3.6.1 und Kapitel 3.3.6.2.

- *Bauteilproben aus Demonstrator-Bauteilen:*
  Nach DIN EN 13791/A20 [176] und [177] darf die Druckfestigkeit an einem Bohrkern mit einem Nenndurchmesser von 100 mm und einer Schlankheit (h/d) von 1,0 mit der an einem wassergelagerten Würfelprobekörper (Kantenlänge von 150 mm) nachgewiesenen Druckfestigkeit ohne Umrechnungsfaktor gleichgestellt werden. Aus diesem Grund wurden bei der Präparation aus einem Bohrkern (Durchmesser = 100 mm, Höhe = 250 mm) stets zwei Zylinderprüfkörper mit einem Höhe/Durchmesser-Verhältnis von 1,0 gewonnen.

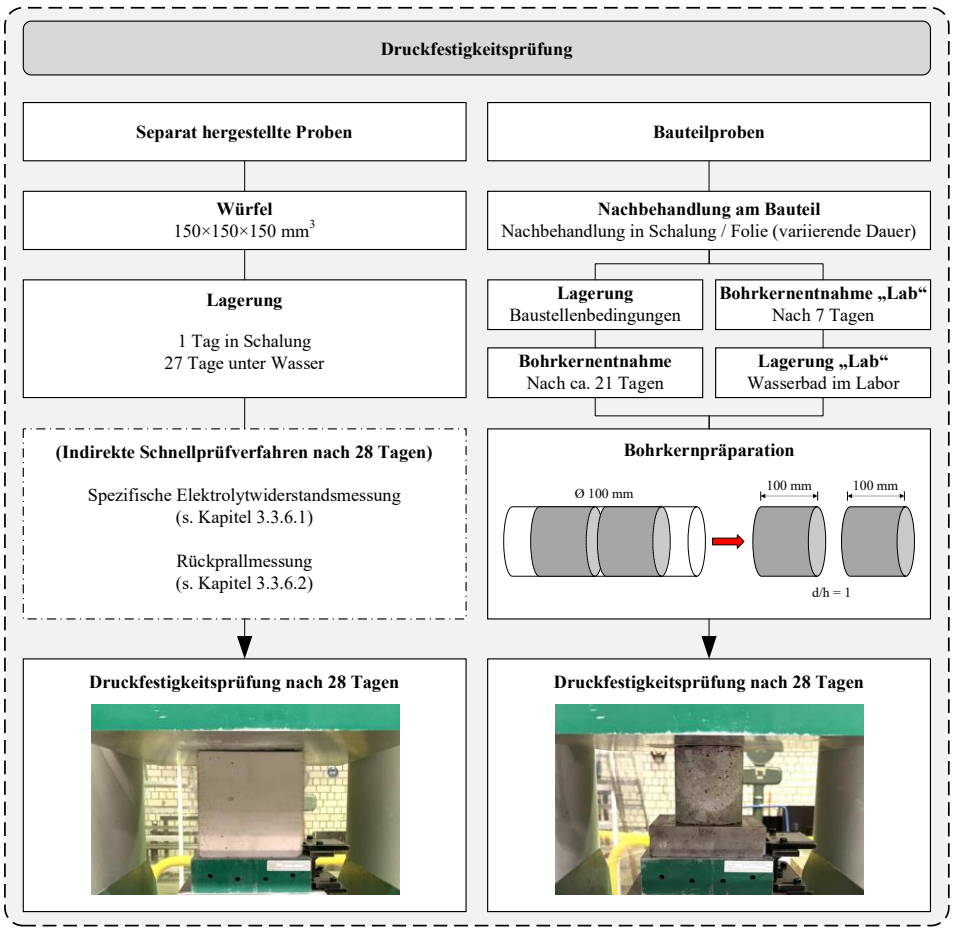


Abbildung 34: Druckfestigkeitsprüfung an den separat hergestellten Proben und an den Bauteilproben

3.3.5.2 Karbonatisierungsverfahren

Zur Bestimmung der Karbonatisierungsrate kam zum einen das Karbonatisierungsverfahren unter natürlichen Prüfbedingungen nach DIN EN 12390-10 [47] zum Einsatz (vgl. Kapitel 2.3.3.1). Dazu wurden die Betone in einer Normklimakammer eingelagert und die vorherrschenden Randbedingungen (CO_2-Konzentration, Luftfeuchtigkeit und Temperatur) während des laufenden Prüfbetriebs stichprobenartig kontrolliert. Während die Luftfeuchtigkeit und die Temperatur grundsätzlich den normativen Vorgaben aus Kapitel 2.3.3.1 entsprachen, bewegte sich die CO_2-Konzentration im Wesentlichen zwischen 0,043 Vol.-% und 0,056 Vol.-%. Für das Verfahren unter natürlichen Prüfbedingungen wurde daher eine CO_2-Konzentration von 0,05 Vol.-% zugrunde gelegt.

Da dieses Verfahren eine lange Prüfdauer von mindestens einem Jahr umfasst, jedoch für eine leistungsbezogene Bewertung in der Praxis die Ergebnisse zeitnah vorliegen müssen, kam zum anderen das beschleunigte Karbonatisierungsverfahren nach DIN EN 12390-12 [58] zur Anwendung (vgl. Kapitel 2.3.3.2). Für das beschleunigte Prüfverfahren ließen sich in speziellen CO_2-Lagerungskammern die Luftfeuchtigkeit, die Temperatur sowie die CO_2-Konzentration (3,0 Vol.-%) entsprechend den normativen Randbedingungen aus Kapitel 2.3.3.2 einstellen.

Die Messung der Karbonatisierungstiefe unter natürlichen Prüfbedingungen erfolgte in einem Prüfintervall von 3, 6 und 12 Monaten. Beim beschleunigten Verfahren wurden die Eindringtiefen nach 7, 28 und 70 Tagen geprüft. Die Karbonatisierungsrate wurde daraufhin aus den gemessenen Karbonatisierungstiefen nach [47] bzw. [58] ermittelt. Während beide Prüfungen an den separat hergestellten Proben durchgeführt wurden, wurde an den Bauteilproben der Demonstrator-Bauteile nur das beschleunigte Karbonatisierungsverfahren getestet (s. Abbildung 35).

- *Separat hergestellte Proben:*
  Die Karbonatisierungstiefen wurden an Prismen mit den Abmessungen 100×100×500 mm^3 ermittelt. Zu jedem Prüfzeitpunkt wurde eine 50 mm dicke Scheibe des Prismas abgespalten und die frische Bruchfläche mit einer Indikatorlösung (Phenolphtalein) besprüht, woraufhin das verbliebene Betonprisma für die nächsten Prüfintervalle zurück in die jeweilige Lagerungskammer gelegt wurde. Anschließend wurde die Eindringtiefe an fünf Stellen entlang jeder Kantenlänge gemessen, wodurch sich insgesamt zwanzig Messpunkte für ein Prisma ergaben. Aus zwei Prismen einer Betoncharge wurde schließlich das arithmetische Mittel der Karbonatisierungstiefe für einen entsprechenden Prüfzeitpunkt gebildet.

- *Bauteilproben aus Demonstrator-Bauteilen:*
  Für das beschleunigte Karbonatisierungsverfahren an den gezogenen Bohrkernen (Ø 100 mm) wurden die Prüfkörper grundsätzlich aus den äußeren Randbereichen präpariert. Auf diese Weise konnten die Eigenschaften bzw. Performance in der Betonrandzone, in der maßgeblich auch die Dauerhaftigkeitsprozesse stattfinden, bewertet werden. Ein Abschneiden der Betonrandzone erfolgte daher explizit nicht. Alle präparierten Prüfkörper hatten eine Höhe von bis zu 100 mm, um die fortschreitende Eindringtiefe ins Betongefüge während der Prüfung hinreichend abdecken zu können. Aufgrund der zylindrischen Form mussten vor Prüfungsbeginn noch

die Zylindermantelflächen versiegelt werden, um eine mögliche radiale CO_2-Diffusion am Probekörper zu verhindern. Durch die Präparation der Proben entstanden demnach zwei Prüfoberflächen, zum einen die Betonrandoberfläche und zum anderen die frisch gesägte Oberfläche bzw. innere Kernoberfläche. Für jedes Prüfalter wurden einmalig zwei Proben gemessen, sodass bei einem kompletten Prüfintervall (7, 28 und 70 Tage) bis zu sechs Prüfkörper getestet wurden. Hierfür wurde der zylindrische Prüfkörper zum Prüfzeitpunkt in der Längsachse aufgespalten, mit Indikator (Phenolphtalein) besprüht und daraufhin die Eindringtiefen an fünf Stellen gemessen. Die beiden Prüfoberflächen (Rand- und Kernbeton) wurden getrennt voneinander betrachtet und gemessen.

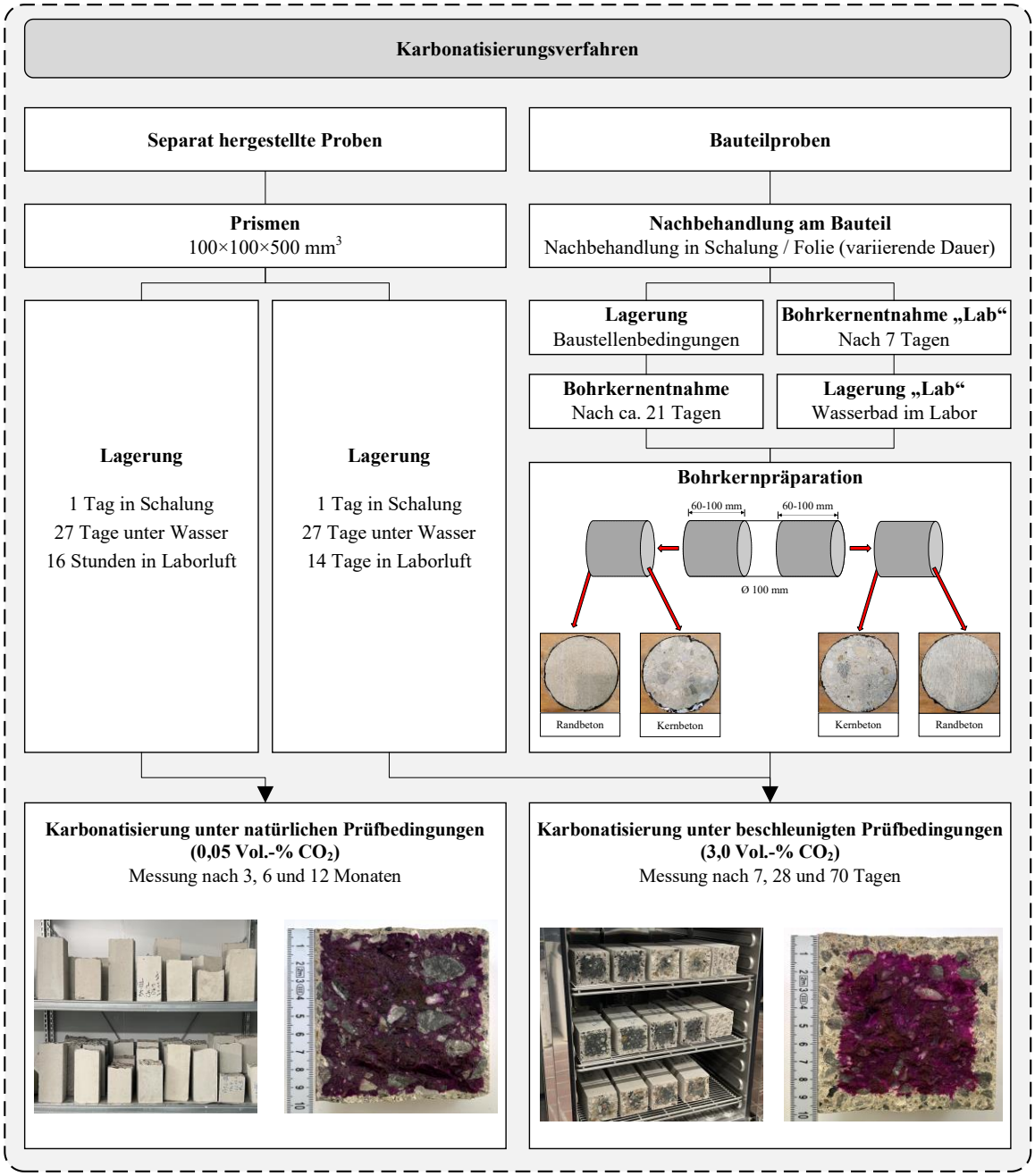


Abbildung 35: Karbonatisierungsverfahren an den separat hergestellten Proben und an den Bauteilproben

3.3.5.3 Chloridmigrationsversuch

Zur Bewertung des Chlorideindringwiderstands der Betone kam der Chloridmigrationsversuch nach BAW-MERKBLATT MDCC [97] zur Anwendung (vgl. Kapitel 2.4.3.2). Dieses Verfahren erwies sich im Vergleich zum Chloriddiffusionstest (vgl. Kapitel 2.4.3.1) wegen der wesentlich kürzeren Versuchszeit als geeigneteres Prüfverfahren für die vorliegenden experimentellen Untersuchungen. Der Chloridmigrationsversuch erfolgte sowohl an den separat hergestellten Proben als auch an den Bauteilproben der Demonstrator-Bauteile (s. Abbildung 36).

- *Separat hergestellte Proben:*
  Für die Durchführung des Chloridmigrationsversuchs wurden auf den Baustellen bei jeder Charge mindestens drei Würfelproben (150 mm Kantenlänge) hergestellt, vgl. Kapitel 3.3.3.1. Dabei ist zu berücksichtigen, dass diese drei Würfelproben zusätzlich zu den im Rahmen der Annahmeprüfung vorgesehenen Druckfestigkeitswürfeln hergestellt wurden und somit der Herstellungsaufwand für die Durchführung dieser Prüfung geringfügig höher wurde. Nach der Herstellung wurden die Würfelproben bis zur weiteren Präparation durchgehend im Wasserbad bei 20 °C eingelagert. Im Betonalter von ca. 3 Wochen wurden aus den Würfelproben dann zylindrische Prüfkörper mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Höhe von 50 mm nach den Arbeitsschritten in [97] gewonnen. Die präparierten Zylinderprüfkörper wurden anschließend bis zum Prüftermin wieder im Wasserbad gelagert.

- *Bauteilproben aus Demonstrator-Bauteilen:*
  Für die Prüfungen an den Bauteilproben wurden die Zylinderprüfkörper aus den äußeren Randbereichen präpariert, um die maßgebliche Performance in der Betonrandzone bewerten zu können. Durch die Variation der Ausschaldauer bei den jeweiligen Bauteilseiten der Demonstratoren konnten außerdem verschiedene Nachbehandlungsdauern eruiert werden. Demgegenüber wurden zusätzliche Zylinderprüfkörper aus dem inneren Kernbereich der Bohrkerne gewonnen, um diese weitgehend ohne Einfluss der Randzone beurteilen zu können. Alle Prüfkörper wurden durchgehend bis zur Prüfung unter Wasser gelagert. Um auch den Einfluss der vorherrschenden Umgebungsbedingungen zu begrenzen, wurden sog. „Lab“-Bauteilproben bereits im Alter von 7 Tagen aus den Demonstrator-Bauteilen entnommen, die daraufhin fortlaufend bis zum Prüftermin unter Wasser gelagert wurden (vgl. Kapitel 3.3.3.2).

Alle Chloridmigrationsversuche an den präparierten Zylinderprüfkörpern (Durchmesser = 100 mm, Höhe = 50 mm) fanden im Betonalter von 28 Tagen statt. Nach Beendigung eines Chloridmigrationstests wurden die geprüften Zylinderproben entlang der Längsachse aufgespalten, woraufhin die frischen Bruchflächen mit entsprechenden Indikatorlösungen (Silbernitrat und Kaliumdichromat) besprüht wurden. Durch die Indikatorbehandlung zeichnete sich der Bereich, in den Chloride eingedrungen waren, durch eine deutlich hellere Färbung ab.

Entsprechend der visuell erkennbaren Migrationsfront wurde daraufhin nach BAW-MERKBLATT MDCC [97] die Chlorideindringtiefe an den gespaltenen Probenhälften gemessen. Anhand der gemittelten Chlorideindringtiefe und den prüftechnischen Parametern (Spannung, Temperatur etc.) konnte nach [97] der Chloridmigrationskoeffizient (D_{RCM}) berechnet werden, vgl. Kapitel 2.4.3.2.

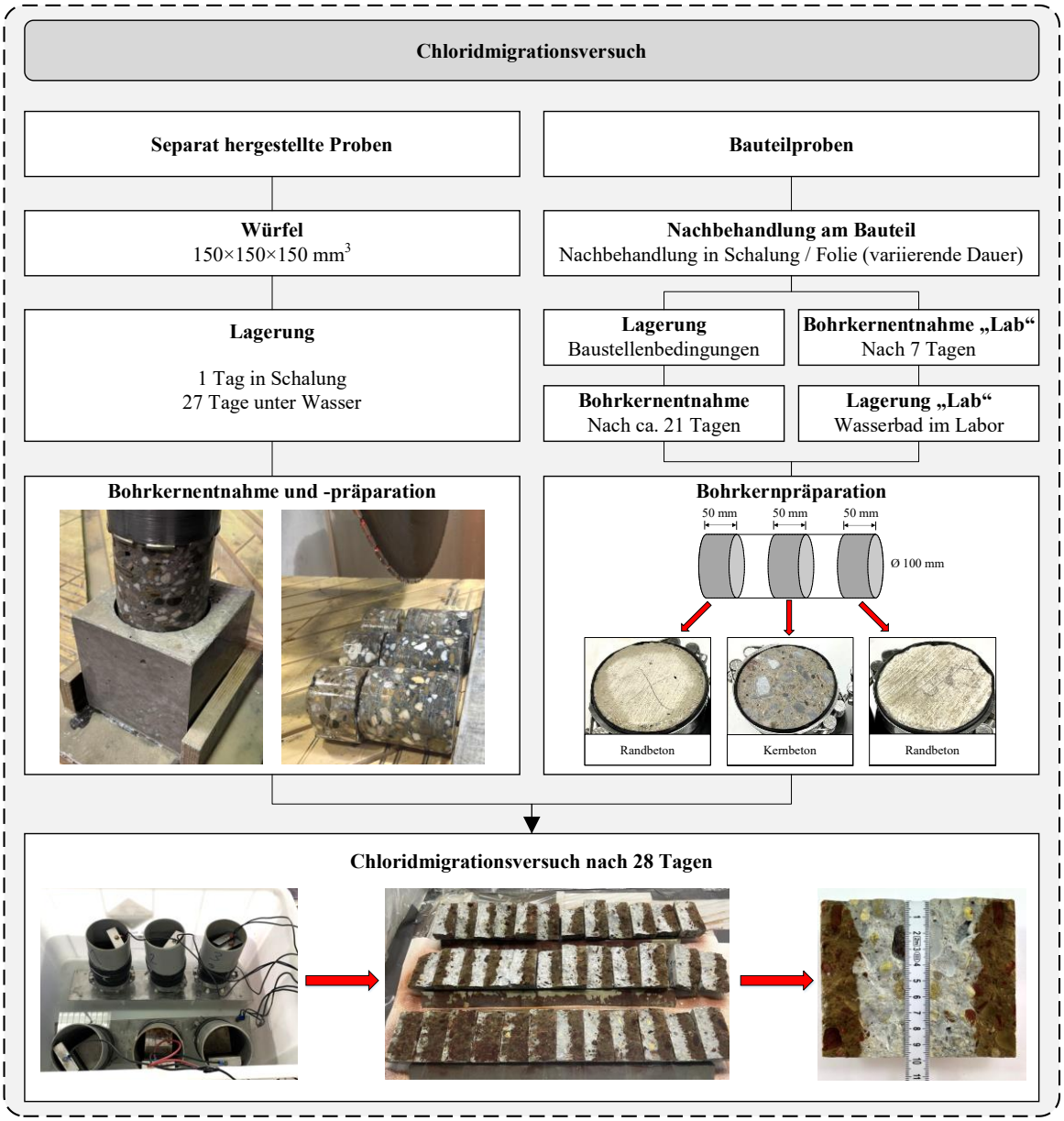


Abbildung 36: Chloridmigrationsversuch an den separat hergestellten Proben und an den Bauteilproben

3.3.6 Indirekte Schnellprüfverfahren

3.3.6.1 Spezifische Elektrolytwiderstandsmessung

Der spezifische Elektrolytwiderstand von Beton kann, wie bereits vergangene Forschungsarbeiten gezeigt hatten, als indirekter Indikator für den Chlorideindringwiderstand herangezogen werden (vgl. Kapitel 2.4.4.1). Grundsätzlich können zur Ermittlung des spezifischen Elektrolytwiderstands neben der Wenner-Sonde auch andere Messmethoden (Zwei-Elektroden-Methode (TEM) usw.) verwendet werden. Wegen der wesentlich praktischeren Handhabung und kürzeren Prüfzeit ist die Wenner-Sonde bevorzugt anwendbar, weshalb diese Messmethodik als Schnellprüfverfahren für die vorliegenden experimentellen Untersuchungen ausgewählt wurde.

Die Messungen des spezifischen Elektrolytwiderstands wurden mit dem Handmessgerät Resipod der Firma Proceq vorgenommen. Bei dieser Wenner-Sonde wird die Umrechnung des spezifischen Elektrolytwiderstands automatisch durchgeführt, sodass der Wert am Messgerät abgelesen werden kann. Auf diese Weise konnte eine schnelle Messung des spezifischen Elektrolytwiderstands sowohl im Labor an den separat hergestellten Proben als auch auf der Baustelle am Demonstrator-Bauteil erfolgen (s. Abbildung 37).

- *Separat hergestellte Proben:*
  Die spezifischen Elektrolytwiderstandsmessungen wurden grundsätzlich an den Würfelproben, die gleichzeitig für den Nachweis der Druckfestigkeit bestimmt waren (vgl. Kapitel 3.3.5.1), durchgeführt. Dies bedeutete zugleich, dass für diese Prüfung keine eigenen Würfelproben auf der Baustelle hergestellt werden mussten, wodurch sich der Herstellungsaufwand im Rahmen einer Annahmeprüfung in einem vertretbaren Maß befand. Das Prüfalter der Würfelproben lag dementsprechend bei 28 Tagen. Die Messungen erfolgten nach der Vorgehensweise in [10]. Hierfür wurden die Würfelproben bis zum Prüftermin durchgehend in einem temperierten, chloridfreien Wasserbad bei ca. 20 °C gelagert. Zum Prüftermin wurden die Würfelproben aus dem Wasser entnommen und an den Schalflächen jeweils viermal diagonal gemessen, sodass 16 Einzelmesswerte für eine Probe vorlagen, welche anschließend gemittelt wurden. Insgesamt wurde für jede Betoncharge – unmittelbar vor der Druckfestigkeitsprüfung – der spezifische Elektrolytwiderstand an maximal drei Betonwürfeln (wassergesättigt) gemessen.

- *Demonstrator-Bauteile:*
  In zeitlicher Übereinstimmung erfolgten die Messungen des spezifischen Elektrolytwiderstands an den Demonstrator-Bauteilen auch unter möglichst vergleichbaren Sättigungsbedingungen. Dafür wurden die Oberflächen der Bauteile vor der Messung für mehrere Stunden befeuchtet.

Es wurden dann zunächst konsekutive Messungen in regelmäßigen Zeitabständen an der gleichen Stelle wiederholt, wobei die Demonstratoren in der Zwischenzeit weiterhin befeuchtet wurden. Die Messungen wurden so lange wiederholt, bis konstante Messwerte mit der Wenner-Sonde erreicht wurden. Hierbei wurden bis zu 16 Messungen pro Demonstrator-Bauteil durchgeführt. Darüber hinaus wurden die Bereiche der Demonstrator-Bauteile flächendeckend sowohl mit als auch ohne Bewehrung gemessen, um den Einfluss einer vorhandenen Stahlbewehrung auf den spezifischen Elektrolytwiderstand zu eruieren, vgl. Kapitel 2.4.4.1.

Abbildung 37: Spezifische Elektrolytwiderstandsmessung an den separat hergestellten Proben und an den Demonstrator-Bauteilen

3.3.6.2 Rückprallmessung

Für die experimentellen Untersuchungen wurde als weiteres indirektes Schnellprüfverfahren die Messung der Rückprallwerte mittels Rückprallhammers herangezogen. Durch die Anknüpfung dieses Prüfverfahrens könnten ggf. indirekte Rückschlüsse über dauerhaftigkeitsrelevante Parameter wie bspw. der Karbonatisierungswiderstand des Betons gezogen werden (vgl. Kapitel 2.3.4.2).

Als Rückprallhammer kam der Original Schmidthammer Typ N der Firma Proceq zum Einsatz, mit dem sowohl die separat hergestellten Proben als auch die Demonstrator-Bauteile geprüft wurden (s. Abbildung 38).

- *Separat hergestellte Proben:*
  Analog zu den Messungen des spezifischen Elektrolytwiderstands mittels Wenner-Sonde wurden die Messungen der Rückprallwerte ebenso an den Würfelproben, welche für die Bestimmung der Betondruckfestigkeit dienten, geprüft. Somit mussten hierfür ebenfalls keine zusätzlichen Betonproben hergestellt werden. Der Aufwand dieses Prüfverfahrens steht also im Zusammenhang mit den ohnehin herzustellenden Druckfestigkeitswürfeln in einem für die Baustelle vertretbaren Maß. Das Prüfalter bei der Messung der Rückprallwerte lag bei 28 Tagen. Der Versuchsaufbau und die Durchführung dieses Verfahrens entsprachen der Vorgehensweise in [73]. Als Prüffläche diente eine beliebige Seitenfläche des Probekörpers, wobei die Einfüllseite des Würfels davon ausgeschlossen war. Nach [73] wurden insgesamt neun Messstellen mit einem Kantenabstand von 30 mm und einem Mittelabstand von 25 mm auf die zu prüfenden Seitenfläche der Probe aufgetragen. Die Messung der Rückprallwerte erfolgte daraufhin nach [73] in einer Universalprüfmaschine, in der die Probeköper mit einer Einspannkraft zwischen 3,5 und 5 N/mm^2 platziert bzw. eingespannt waren. Anhand der aufgebrachten Messstellen konnten für jeden einzelnen Probekörper bis zu neun Rückprallwerte gemessen werden, aus denen schließlich der Median bestimmt wurde. Insgesamt wurden für jede Betoncharge maximal drei Würfelproben geprüft, an denen zunächst der Rückprallwert zerstörungsfrei und unmittelbar darauf die Druckfestigkeit zerstörend (vgl. Kapitel 3.3.5.1) ermittelt wurden.

- *Demonstrator-Bauteile:*
  Im gleichen Zuge wurden die Rückprallmessungen auch an den Demonstrator-Bauteilen auf der Baustelle durchgeführt. Dafür wurden ebenso auf einer gewählten Prüffläche am Bauteil bis zu neun Messpunkte mit dem Rückprallhammer geprüft und anschließend der Median gebildet.

Während bei den Demonstrator-Wänden (B4-II, B6-II und B10-I) und Demonstrator-Pfeilern (B10-I, B10-II, B10-III und B10-IV) horizontale Messungen mit der Rückprallhammerprüfung erfolgten, wurden bei den Demonstrator-Platten (B4-III und B5) vertikale bzw. nach unten gerichtete Messungen durchgeführt. Bei den vertikalen Messungen wurden die Rückprallwerte mit einem Korrekturfaktor angesetzt.

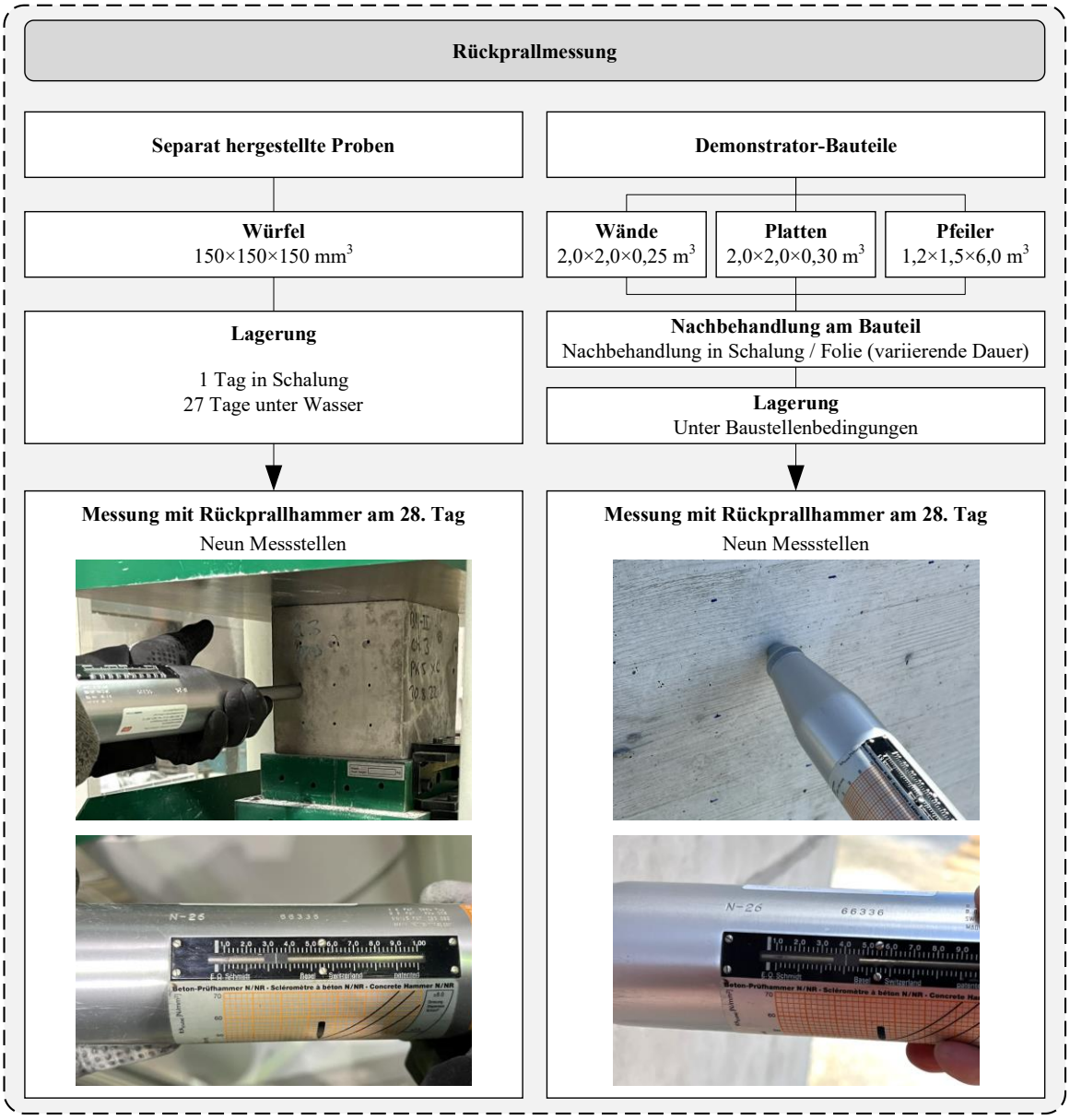


Abbildung 38: Rückprallmessung an den separat hergestellten Proben und an den Demonstrator-Bauteilen

Kapitel 4 | Auswertung der Ergebnisse

4.1 Ergebnisse der Frischbetoneigenschaften

4.1.1 Luft- und Frischbetontemperatur

Die ermittelten Luft- und Frischbetontemperaturen der Betone, unterteilt nach deren entnommenen Chargen (Ch.1, Ch.2 und Ch.3), sind in Abbildung 39 dargestellt. Wie zu erkennen ist, wurden die Betone sowohl an kälteren (bei 2,9 °C Lufttemperatur) als auch an wärmeren (bis zu 25,2 °C Lufttemperatur) Tagen eingebaut. Bei den wärmeren Tagen (z.B. auf den Baustellen B4-II und B6-II) konnte grundsätzlich die Frischbetontemperatur unterhalb der Grenze von 30 °C nach DIN 1045-3 [145] eingehalten werden. Hingegen wurde bei den kälteren Tagen (z.B. auf den Baustellen B4-III und B10-I) stets eine Frischbetontemperatur von etwa 10 °C erreicht und lag damit über der geforderten Einbautemperatur von 5 °C nach DIN 1045-3 [145].

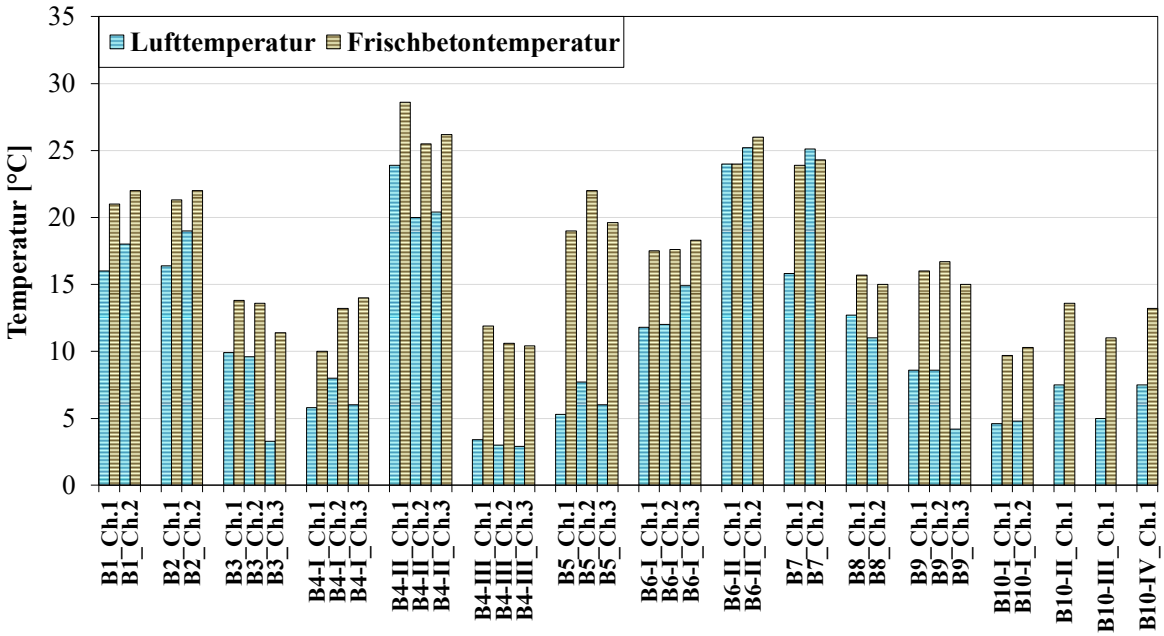


Abbildung 39: Ergebnisse der Luft- und Frischbetontemperaturen der Betone B1 bis B10-IV

4.1.2 Konsistenz

Bei der Konsistenz liegen die Ausbreitmaße der geprüften Betone zwischen 380 und 680 mm, s. Abbildung 40. Dies entspricht einer Einordnung in die Konsistenzklassen F2 bis F6 gemäß DIN 1045-2 [3], wobei die meisten Betone überwiegend in der Konsistenzklasse F3 vertreten sind. Dazu zeigt sich, dass die verschiedenen Chargen (Ch.1 bis Ch.3) innerhalb einer Betonzusammensetzung überwiegend die gleiche Konsistenzklasse aufweisen. Dennoch sind bspw. bei den Betonen B3, B4-I, B5 und B9 auch Abweichungen festzustellen, bei denen einzelne Chargen schwankende Ausbreitmaße aufweisen und daher einer anderen Konsistenzklasse zuzuordnen sind. Des Weiteren lassen sich die höchsten Ausbreitmaße bei den Betonen B3 und B10-III beobachten.

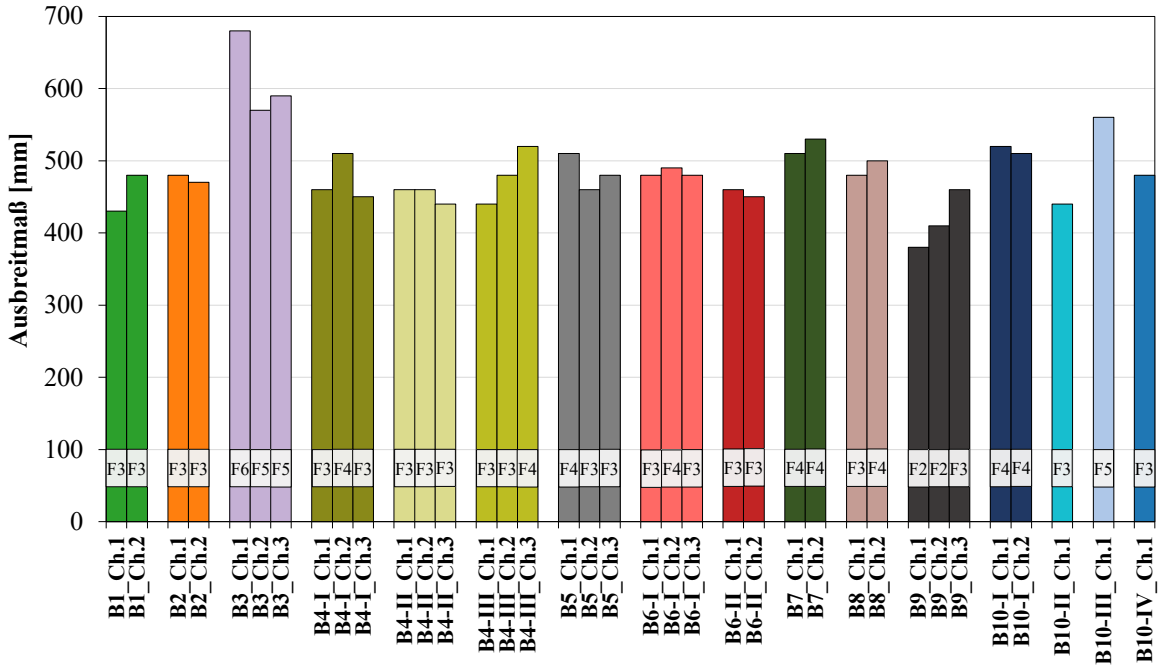


Abbildung 40: Ergebnisse der Ausbreitmaße der Betone B1 bis B10-IV

4.1.3 Rohdichte

Bezüglich der Frischbetonrohdichte halten sich alle untersuchten Betone mit 2.220 bis 2.480 kg/m³ in der Größenordnung von typischen Normalbetonen auf, s. Abbildung 41. Auch zwischen den einzelnen Chargen innerhalb eines Betons können kaum Abweichungen der Frischbetonrohdichte festgehalten werden. Ferner wird ersichtlich, dass die niedrigste Frischbetonrohdichte beim Beton B1 mit 2220 bis 2258 kg/m³ zu verzeichnen ist. Dies ist u.a. auf die vergleichsweise niedrigere Druckfestigkeitsklasse (C25/30) und den höheren Luftgehalt (s. Kapitel 4.1.4) zurückzuführen.

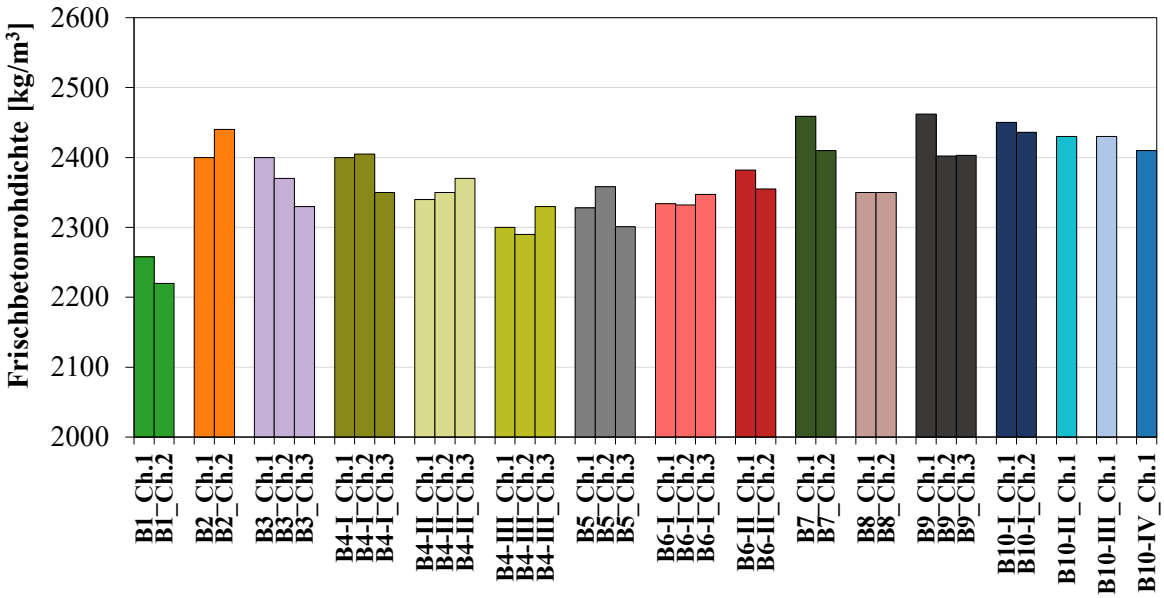


Abbildung 41: Ergebnisse der Frischbetonrohdichte der Betone B1 bis B10-IV

4.1.4 Luftgehalt

In Abbildung 42 sind die erfassten Luftgehalte von ausgewählten Betonen abgebildet. Hierzu wird deutlich, dass es sich besonders bei den Betonen B1 und B4-III mit einem Luftgehalt von mehr als 5,0 Vol.-% um Luftporenbetone handelt. Allerdings ist innerhalb dieser Luftporenbetone eine Schwankung des Luftgehalts zwischen den einzelnen Chargen zu beobachten. Während der Luftgehalt 5,4 Vol.-% bei B1_Ch.1 bzw. 5,0 Vol.-% bei B4-III_Ch.1 beträgt, fallen die Werte bei B1_Ch.2 mit 7,4 Vol.-% bzw. bei B4-III_Ch.2 mit 6,8 Vol.-% und bei B4-III_Ch.3 mit 7,0 Vol.-% deutlich höher aus. Diese Chargen mit höherem Luftgehalt (B1_Ch.2, B4-III_Ch.2, B4-III_Ch.3) spiegeln sich beim Vergleich mit B1_Ch.1 bzw. B4-III_Ch.1 auch in einer weicheren Konsistenz wider, vgl. Abbildung 40. Hierbei wirken die eingeführten Luftporen wie kleine Kugellager, sodass die Konsistenz der Betonchargen mit höherem Luftgehalt nochmals weicher ausfällt. Bei den anderen Betonen (B6-I, B6-II, B7, B10-I, B10-II, B10-III und B10-IV), für die ergänzend der Luftgehalt bestimmt wurde, liegt der Luftgehalt zwischen 1 bis 2 Vol.-% und entspricht damit der Größenordnung von typischen Normalbetonen.

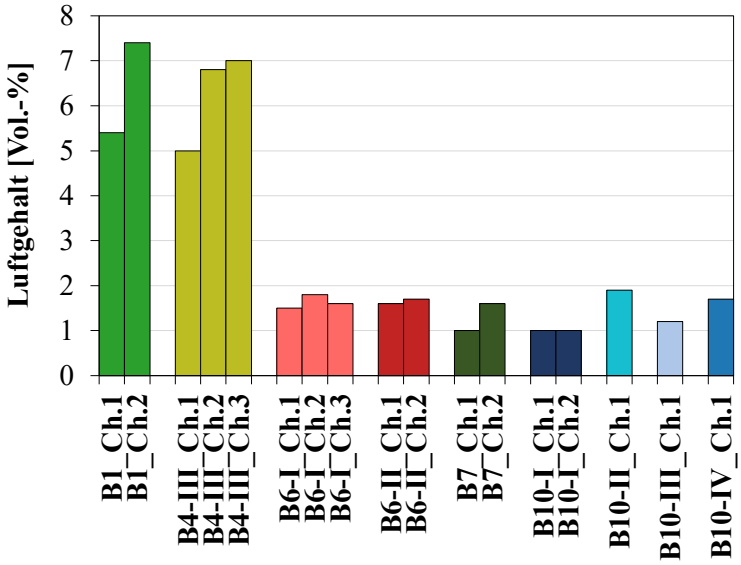


Abbildung 42: Ergebnisse der Luftgehalte der Betone B1, B4-III, B6-I, B6-II, B7, B10-I, B10-II, B10-III und B10-IV

4.2 Ergebnisse der direkten Performance-Prüfverfahren

4.2.1 Druckfestigkeit

Im Folgenden werden die 28-Tage-Druckfestigkeiten, angeordnet nach den jeweiligen Chargen der Betone, in Abbildung 43 dargestellt. Das Diagramm zeigt Mittelwerte (je Betoncharge), die aus mindestens drei Würfelprüfkörpern (separat hergestellte Proben) bestimmt wurden. Dazu sind die vorgegebenen Zieldruckfestigkeitsklassen der einzelnen Betone, die in den jeweiligen Lieferscheinen angegeben wurden, im Diagramm dargelegt. Im Anhang C (Tabelle A-10) können zudem die einzelnen Druckfestigkeitswerte zu dieser Prüfung entnommen werden.

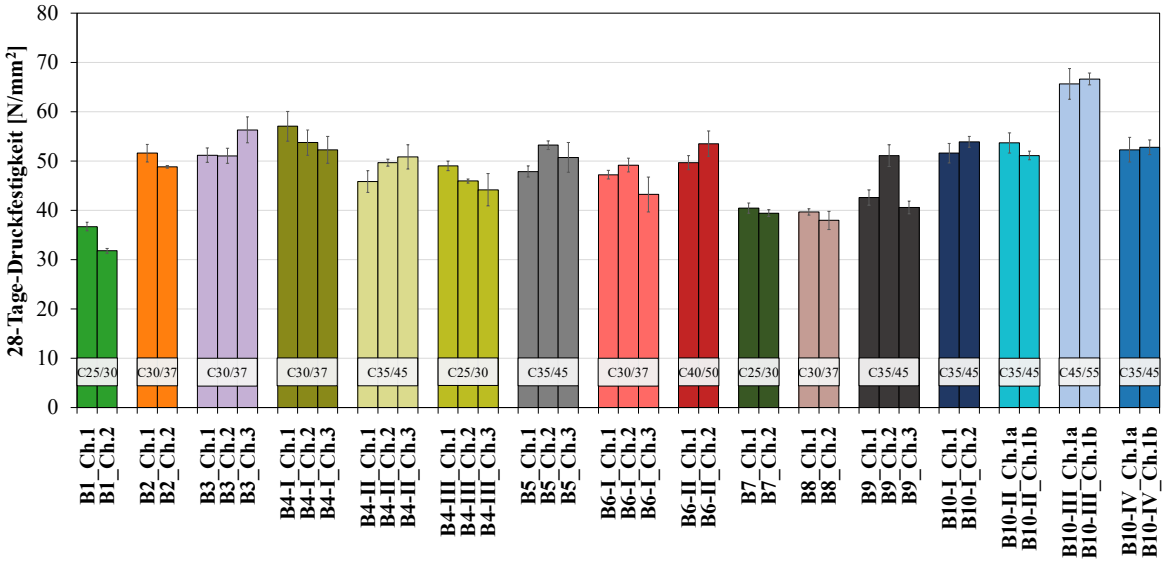


Abbildung 43: Ergebnisse der Druckfestigkeit im Betonalter von 28 Tagen, geprüft an den separat hergestellten Proben und mit Angaben der jeweiligen Zieldruckfestigkeitsklassen

Generell lässt sich aus den Untersuchungen der Druckfestigkeit ableiten, dass die betrachteten Betone verschiedene Druckfestigkeitsklassen von C25/30 bis hin zu C45/55 aus den Bereichen des Hoch-, Tief- und Ingenieurbaus abdecken. Dabei kann festgehalten werden, dass grundsätzlich alle untersuchten Betone die Anforderungen an ihre jeweiligen Zieldruckfestigkeitsklassen erreichen. Wie auch den Ergebnissen zu entnehmen ist, steigt erwartungsgemäß die Betondruckfestigkeit mit zunehmender Druckfestigkeitsklasse. Hierzu wird ersichtlich, dass der Beton B10-III (C45/55) die höchste nachgewiesene Druckfestigkeit mit einem Wert von 65,6 N/mm² (Ch.1a) bzw. 66,7 N/mm² (Ch.1b) aufweist. Demgegenüber sind die niedrigsten 28-Tage-Druckfestigkeitswerte beim Beton B1 (C25/30) mit 36,7 N/mm² (Ch.1) bzw. 31,8 N/mm² (Ch.2) zu verzeichnen. Diese niedrigen Druckfestigkeiten resultieren einerseits aus einer allgemein langsam erhärtenden Zementsorte (CEM III/A 32,5 N LH) und andererseits aus dem höher liegenden Luftgehalt (> 5,0 Vol.-%) dieses Betons. In der Gesamtheit bewegt sich die 28-Tage-Druckfestigkeit aller untersuchten Betone im Bereich zwischen 30 N/mm² und 70 N/mm².

Darüber hinaus zeigt sich, dass bei den unterschiedlichen Chargen (Ch.1 bis Ch.3) die ermittelte 28-Tage-Druckfestigkeit in einer vergleichbaren Größenordnung liegen. So beträgt der Unterschied vom niedrigsten zum höchsten Druckfestigkeitswert innerhalb der jeweiligen Betonchargen im Durchschnitt ca. 8 %. Bei den hier untersuchten Betonen wurde für die Druckfestigkeitsprüfungen an den separat hergestellten Proben ein mittlerer Variationskoeffizient von 3,5 % ermittelt. Dies deutet somit auf eine relativ geringe Streuung der einzelnen Betonchargen und damit einhergehend auf eine gleichmäßige Eigenschaft hinsichtlich der Druckfestigkeit hin. Im Einzelfall ist allerdings ein größerer Unterschied von bis zu 23 % innerhalb der Chargen (Ch.1, Ch.2 und Ch.3) des Betons B9 zu beobachten. Wiederum können bei den Betonen B10-I, B10-II, B10-III und B10-IV auch relativ ähnliche 28-Tage-Druckfestigkeitswerte festgestellt werden, wobei die jeweiligen Chargen in zwei verschiedenen Laboren (Ruhr-Universität Bochum und Technische Universität München) geprüft wurden.

4.2.2 Karbonatisierungsrate

4.2.2.1 Unter natürlichen Prüfbedingungen

In Abbildung 44 werden die ermittelten Karbonatisierungsraten K_c (unter natürlicher CO_2-Konzentration von 0,05 Vol.-%) dargestellt und entsprechend nach den jeweiligen Chargen der untersuchten Betone angeordnet. Das dargelegte Diagramm weist Mittelwerte (je Betoncharge) auf, die aus mind. zwei Prismen (separat hergestellte Proben) bestimmt wurden. Außerdem sind alle gemessenen Karbonatisierungstiefen nach 3, 6 und 12 Monaten, die zur Bestimmung der Karbonatisierungsrate K_c zugrunde liegen, im Anhang C (Tabelle A-13) protokolliert.

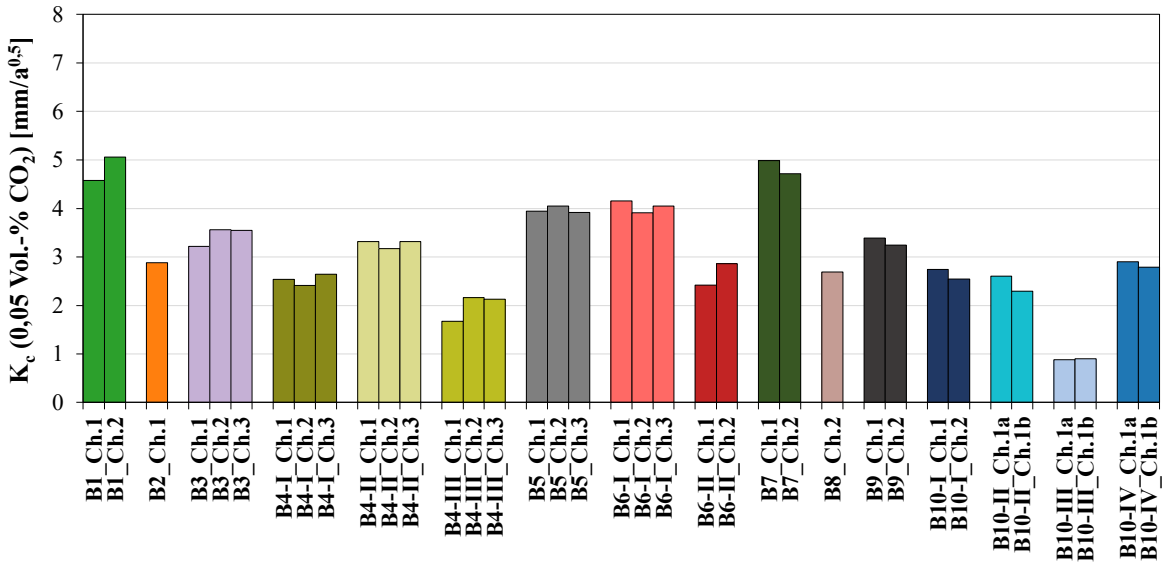


Abbildung 44: Ergebnisse der Karbonatisierungsrate K_c (0,05 Vol.-% CO_2), geprüft an den separat hergestellten Proben

Es ist zu erkennen, dass die erzielten Karbonatisierungsraten innerhalb der jeweiligen Betonchargen in einer ähnlichen Größenordnung liegen. Innerhalb der untersuchten Betone liegt der Chargenunterschied zwischen dem niedrigsten und dem höchsten Koeffizienten im Durchschnitt bei 11 %. Dies deutet somit auf eine relativ geringe Streuung der einzelnen Betone hinsichtlich des Karbonatisierungswiderstands hin. Weiterhin lässt sich herausstellen, dass die Betone B1 und B7 die höchsten Karbonatisierungsraten und damit die geringsten Karbonatisierungswiderstände von allen untersuchten Betonen aufweisen. Diese höheren Karbonatisierungsraten lassen sich einerseits bei Beton B1 aus dem höher liegenden Luftgehalt, wodurch Medien wie CO_2 leichter durch das Porengefüge dieses Betons eindringen können, erklären. Andererseits weist der Beton B7 eine klinkerärmere Zementsorte (CEM II/B-M (V-LL)) auf, wodurch letztlich weniger Portlandit für die chemische CO_2-Bindung vorhanden ist und das CO_2 entsprechend rascher in das Betoninnere voranschreiten kann. Der größte Karbonatisierungswiderstand ist hingegen beim Beton B10-III zu verzeichnen, was grundsätzlich auf sein sehr dichtes Porengefüge infolge der Zusammensetzung und einer Kombination aus puzzolanischen Zusatzstoffen (Flugasche und Silikastaub) begründet werden kann.

Demzufolge bewegt sich die Karbonatisierungsrate der untersuchten Betone in einer Bandbreite zwischen 0,8 und 5,1 mm/$a^{0,5}$. Erwartungsgemäß zeigt sich somit, dass der Karbonatisierungswiderstand aller geprüften Betone in Abhängigkeit der verwendeten Zementart variieren kann. In Abbildung 45 werden deshalb die Karbonatisierungsraten K_c nochmals differenziert nach dem Einfluss der verwendeten Zementsorten sowie nach dem Einfluss des w/z-Werts wiedergegeben.

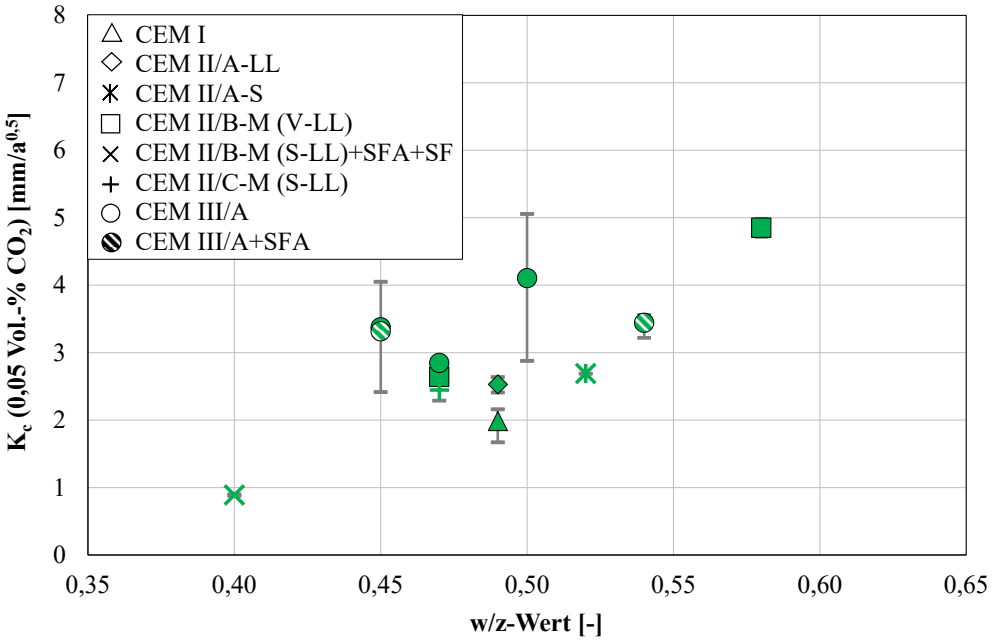


Abbildung 45: Einfluss der Zementart und des w/z-Werts auf die Karbonatisierungsrate K_c (unter natürlichen Prüfbedingungen)

Wie anhand der Ergebnisse entnommen werden kann, lässt sich grundsätzlich eine Zunahme der Karbonatisierungsrate mit höherem w/z-Wert beobachten. Das bedeutet, je höher der w/z-Wert und gleichzeitig die Porositätszunahme des geprüften Betons ist, desto geringer wird dessen Karbonatisierungswiderstand. So ist am Beispiel von CEM III/A eine Zunahme der Karbonatisierungsrate K_c von 0,73 mm/$a^{0,5}$ zu verzeichnen, wenn der w/z-Wert sich von 0,45 auf 0,50 erhöht. Darüber hinaus lassen sich in der Gesamtbetrachtung für die Zementarten mit weiteren Hauptbestandteilen bzw. Zusatzstoffen deutlich höhere Karbonatisierungsraten erkennen, was auf einen schwächeren Karbonatisierungswiderstand der Betone bei Verwendung dieser Zementsorten hinweist.

Besonders der Einfluss der Zementart auf den Karbonatisierungswiderstand wird im Vergleich zwischen den Betonen mit Portlandzement sowie Portlandkalksteinzement und den Betonen mit Hochofenzement deutlich. So lassen sich bei den Betonen mit CEM III/A (w/z = 0,45; 0,47; 0,50) mitunter sehr hohe Karbonatisierungsraten und damit ein geringerer Widerstand gegenüber der Karbonatisierung beobachten. In diesem Fall liegen die ermittelten Karbonatisierungsraten K_c in einer Größenordnung zwischen 2,51 und 5,06 mm/$a^{0,5}$ (s. Abbildung 45). Im Gegensatz dazu weisen die Betone mit CEM I bzw. CEM II/A-LL (w/z = 0,49) niedrigere Karbonatisierungsraten K_c von 1,67 bis 2,64 mm/$a^{0,5}$ auf. Diese Resultate stimmen i.W. mit den Erkenntnissen aus der Literatur überein, vgl. Kapitel 2.5.1.1.

Wie Abbildung 45 entnommen werden kann, verfügen Betone mit reinem Portlandzement oder Portlandkalksteinzement bekanntermaßen über einen hohen Anteil an Calciumhydroxid $Ca(OH)_2$ und weisen somit – trotz ihrer hohen Porosität – relativ geringe Karbonatisierungstiefen auf. Entscheidend für den Karbonatisierungsfortschritt ist dabei der vorhandene C_3S-Gehalt dieser Zemente, welcher zu der Menge des gebildeten $Ca(OH)_2$ beiträgt. Demgemäß bewirkt – bei konstantem w/z-Wert – ein höherer Klinkeranteil im Zement ein zunehmendes CO_2-Bindevermögen und führt folglich zu einer geringeren Karbonatisierungsrate. Bei Betonen aus Portlandzement geht außerdem mit der Karbonatisierung im Nachgang eine erhebliche Reduktion der Kapillarporosität einher. Demgegenüber können hochofenzementhaltige Betone zwar ebenso ein dichteres Gefüge nachentwickeln, weisen aber aufgrund ihres Reaktionstyps einen erhöhten Verbrauch an Calciumhydroxid (als Anreger) und infolgedessen einen geringen Karbonatisierungswiderstand auf.

Bei der Zementart CEM II/B-M (V-LL) mit mehreren Hauptbestandteilen sind mit einem w/z-Wert von 0,47 ähnliche Karbonatisierungsraten wie bei den Betonen mit CEM I bzw. CEM II/A-LL festzustellen, s. Abbildung 45. Dennoch fällt bei dieser Zementart mit einem größeren w/z-Wert von 0,58 eine nahezu Verdoppelung der Karbonatisierungsrate auf und zeigt folglich von allen untersuchten Betonen den geringsten Materialwiderstand gegenüber Karbonatisierung auf (vgl. Abbildung 45). Dies untermauert die Aussage, dass die Karbonatisierungsrate einerseits von der verwendeten Zementart und andererseits vom w/z-Wert abhängt. Des Weiteren zeigt sich ein positiver Effekt des Karbonatisierungswiderstands, wenn der Anteil des Zusatzstoffes Hüttensand (z.B. bei CEM II/C-M (S-LL)) in der Zusammensetzung enthalten ist.

Die Prüfstreuungen werden i.d.R. über den Variationskoeffizienten CoV (Quotient aus Standardabweichung und Mittelwert) ausgedrückt. Um die Wiederholpräzision des Karbonatisierungswiderstands der untersuchten Betone unter natürlichen Prüfbedingungen (0,05 Vol.-% CO_2) zu beurteilen, sind im Folgenden die Variationskoeffizienten bezogen auf die gemessenen Karbonatisierungstiefen nach 3, 6 und 12 Monaten (s. Abbildung 46, links) bzw. bezogen auf die Karbonatisierungsraten K_c aufgetragen (s. Abbildung 46, rechts).

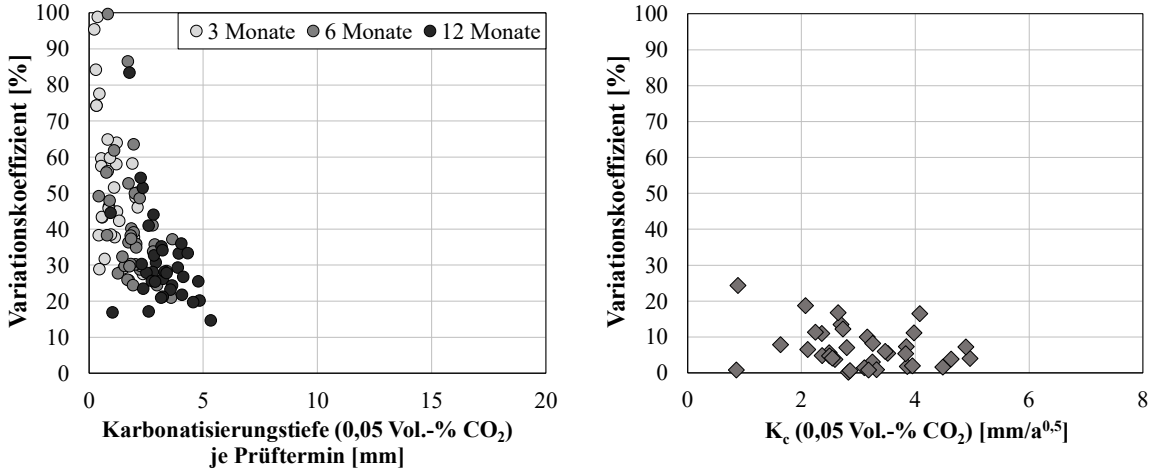


Abbildung 46: Variationskoeffizienten der Karbonatisierungstiefen (links) bzw. der Karbonatisierungsraten K_c (rechts) unter 0,05 Vol.-% CO_2

Wie aus Abbildung 46 (links) deutlich zu beobachten ist, liegen die an den untersuchten Proben gemessenen Karbonatisierungstiefen zu allen Prüfzeitpunkten (3, 6 und 12 Monate) vorwiegend unter 5 mm und unterliegen dabei sehr hohen Variationskoeffizienten, die sich zwischen 20 % bis teilweise über 80 % bewegen. Diese Beobachtungen beruhen in erster Linie auf der stets vorhandenen Ableseungenauigkeit bei der indikativen Messung sehr geringer Karbonatisierungstiefen. Die Ungenauigkeit einer indikativen Messung würde demnach umso geringer ausfallen, je tiefer die Karbonatisierungsfront in das Betoninnere vordringt und somit zuverlässiger erfasst werden könnte.

Aus den Karbonatisierungsraten in Abbildung 46 (rechts) ergibt sich insgesamt eine Bandbreite an Variationskoeffizienten von 0,2 % < CoV < 24,3 %. Der sich bildende Medianwert der Variationskoeffizienten liegt für alle hier untersuchten Prüfserien bei ca. 5,6 % und das 90%-Quantil bei etwa 15 %. Demgemäß stehen diese Variationskoeffizienten weitgehend im Einklang mit den Angaben in DIN EN 12390-10 [47], in der für die Karbonatisierungsprüfung sowohl eine Wiederholpräzision von 10 % als auch eine Vergleichspräzision von 25 % angegeben werden.

4.2.2.2 Unter beschleunigten Prüfbedingungen

Die Karbonatisierungsraten K_{ac}, die unter beschleunigten Prüfbedingungen (3,0 Vol.-% CO_2) bestimmt wurden, werden in Abbildung 47 aufgeführt. Hierbei handelt es sich je Betoncharge um Mittelwerte von mind. zwei Prismen (separat hergestellte Proben). Im Anhang C (Tabelle A-14) sind die dazugehörigen Karbonatisierungstiefen, welche jeweils nach 7, 28 und 70 Tagen zur Bestimmung der Karbonatisierungsrate K_{ac} gemessen wurden, dokumentiert.

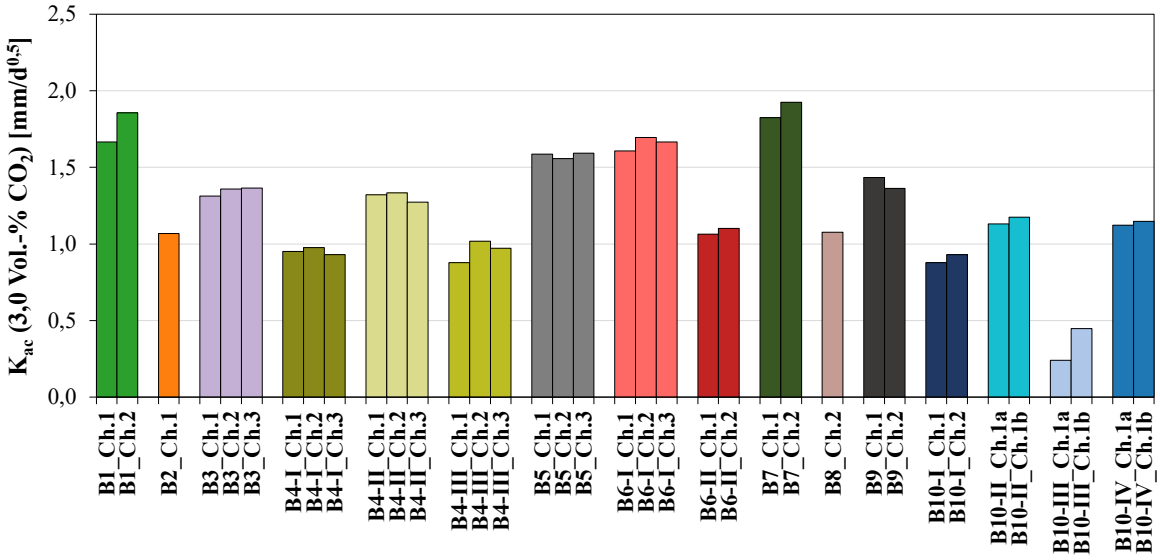


Abbildung 47: Ergebnisse der Karbonatisierungsrate K_{ac} (3,0 Vol.-% CO_2), geprüft an den separat hergestellten Proben

Aus Abbildung 47 geht zunächst hervor, dass die Karbonatisierungsraten der jeweiligen Betonchargen in einer vergleichbaren Größenordnung liegen. Ähnlich wie zu den Resultaten unter natürlichen Prüfbedingungen (vgl. Kapitel 4.2.2.1) kann ebenfalls eine relativ geringe Streuung der einzelnen Betone bezüglich des Karbonatisierungswiderstands unter beschleunigten Prüfbedingungen festgehalten werden. So liegt die Differenz zwischen dem niedrigsten und dem höchsten Koeffizienten bei den untersuchten Betonen im Durchschnitt bei etwa 9,5 %. Konkret gibt es allerdings einen großen Unterschied zwischen den Chargen beim Beton B10-III mit ca. 61 %. Im Gegensatz dazu ist der geringste Chargenunterschied von ca. 2 % beim Beton B5 zu konstatieren.

Übereinstimmend mit dem Karbonatisierungsverfahren unter natürlicher CO_2-Konzentration kann nachgewiesen werden, dass die Betone sowohl B1 als auch B7 erneut die höchsten Karbonatisierungsraten aufweisen und demgemäß wieder die niedrigsten Karbonatisierungswiderstände aller geprüften Betone zeigen. Gleichbleibend gilt auch, dass der größte Karbonatisierungswiderstand weiterhin beim Beton B10-III zu finden ist. Infolgedessen bewegt sich die Karbonatisierungsrate der untersuchten Betone insgesamt in einer Spannweite zwischen 0,2 und 1,9 mm/$d^{0,5}$, was insbesondere auf die Art der verwendeten Zemente zurückzuführen ist.

Wie aus Abbildung 48 entnommen werden kann, lässt sich erwartungsgemäß der Einfluss der verwendeten Zementart auf den Karbonatisierungswiderstand der Betone beobachten. Dieser bestehende bindemittelabhängige Trend spiegelt sich zu den Ergebnissen des Karbonatisierungsverfahrens unter natürlicher CO_2-Konzentration wider, vgl. Kapitel 4.2.2.1. Ebenso wird eine Zunahme der Karbonatisierungsrate K_{ac} mit höherem w/z-Wert ersichtlich. Besonders deutlich wird dies am Beispiel von CEM II/B-M (V-LL), das bei Erhöhung des w/z-Werts von 0,47 auf 0,58 mit einer Verdoppelung der Karbonatisierungsrate K_{ac} einhergeht.

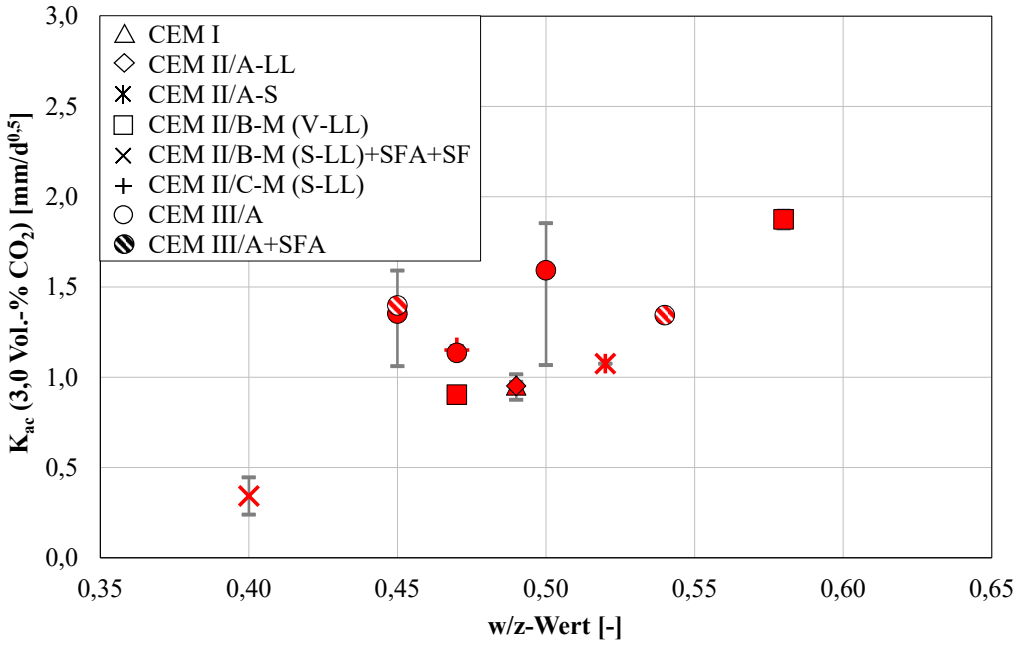


Abbildung 48: Einfluss der Zementart und des w/z-Werts auf die Karbonatisierungsrate K_{ac} (unter beschleunigten Prüfbedingungen)

Zur Bewertung der Wiederholpräzision des Karbonatisierungsverfahrens unter beschleunigten Prüfbedingungen (3,0 Vol.-% CO_2) werden die Variationskoeffizienten bezogen auf die gemessenen Karbonatisierungstiefen nach 7, 28 und 70 Tagen (s. Abbildung 49, links) bzw. bezogen auf die Karbonatisierungsraten K_{ac} (s. Abbildung 49, rechts) dargestellt.

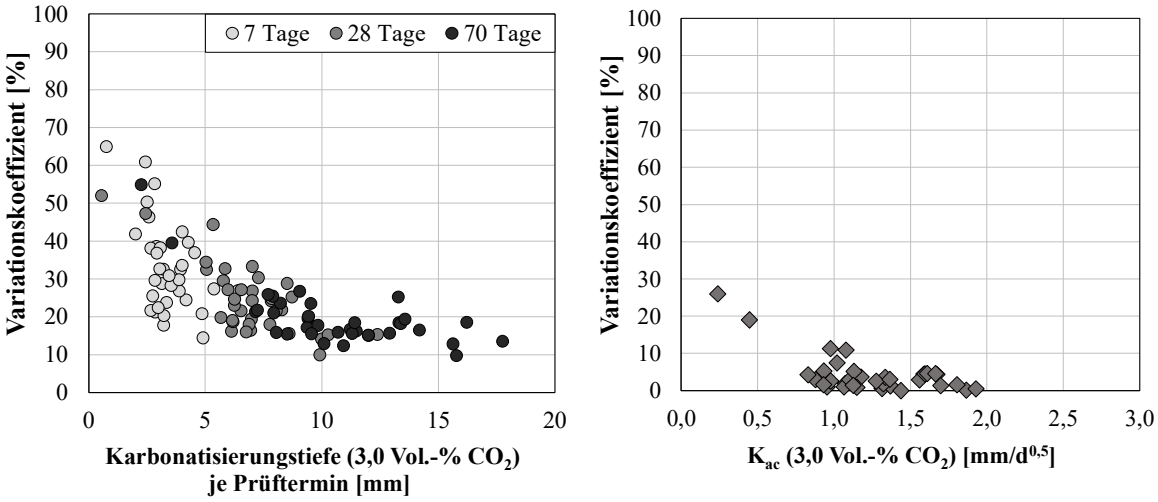


Abbildung 49: Variationskoeffizienten der Karbonatisierungstiefen (links) bzw. der Karbonatisierungsraten K_{ac} (rechts) unter 3,0 Vol.-% CO_2

Aus Abbildung 49 (links) ist zu erkennen, dass die Variationskoeffizienten mit zunehmender Karbonatisierungstiefe abnehmen. Außerdem fällt auf, dass die Variationskoeffizienten analog zum Verfahren unter natürlichen Prüfbedingungen bei Eindringtiefen von weniger als 5 mm wiederum sehr hoch ausfallen und teilweise mehr als 30 % betragen. Dabei wird ersichtlich, dass diese vor allem auf die Messungen nach 7 Tagen zurückzuführen sind. Erst durch die späteren Prüfzeitpunkte von 28 und 70 Tagen werden bei den untersuchten Betonen mehr als 6 mm Karbonatisierungstiefen gemessen. Infolge einer besseren Ablesegenauigkeit pendeln sich bei den höheren Karbonatisierungstiefen (> 6 mm) entsprechende Variationskoeffizienten zwischen 10 % und 20 % ein.

Aus den Karbonatisierungsraten in Abbildung 49 (rechts) ergibt sich insgesamt eine Bandbreite der Variationskoeffizienten von 0,2 % < CoV < 26,0 %. Der Medianwert der Variationskoeffizienten liegt für alle untersuchten Prüfserien bei ca. 2,9 % und das 90%-Quantil bei etwa 9,2 %. Diese Variationskoeffizienten decken sich mit den Angaben in DIN EN 12390-12 [58], in der für das beschleunigte Karbonatisierungsverfahren sowohl eine Wiederholpräzision von 3,6 bis 9,1 % als auch eine Vergleichspräzision von 5,8 bis 10,3 % angegeben werden.

Vor diesem Hintergrund wäre das beschleunigte Karbonatisierungsverfahren für leistungsbezogene Prüfungen auf der Baustelle optimaler geeignet als das Verfahren unter natürlichen Prüfbedingungen, weswegen auf einen möglichen Zusammenhang beider Parameter nochmals in Kapitel 5.1.3 näher eingegangen wird. Zudem beträgt der Gesamtzeitaufwand (inkl. Vorlagerung und Prüfzeit) des beschleunigten Verfahrens rd. 4 Monate und ist letztendlich deutlich kürzer als das Karbonatisierungsverfahren unter natürlichen Prüfbedingungen mit einer Prüfzeit von mindestens einem Jahr.

4.2.3 Chloridmigrationskoeffizient

Die Ergebnisse der 28-Tage-Chloridmigrationskoeffizienten, angeordnet nach den jeweiligen Chargen der Betone, sind in Abbildung 50 aufgeführt. Das Diagramm enthält Mittelwerte (je Betoncharge), die aus mindestens drei Zylinderprüfkörpern (separat hergestellte Proben) ermittelt wurden. Die Einzelwerte zu dieser Prüfung können aus Anhang C (Tabelle A-17) entnommen werden.

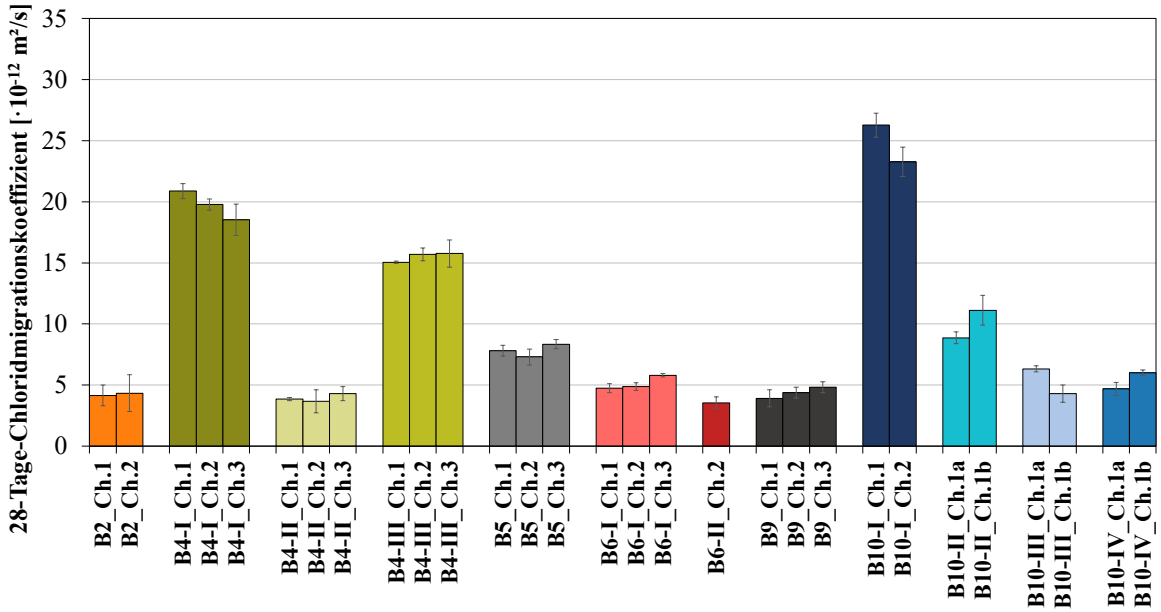


Abbildung 50: Ergebnisse der Chloridmigrationskoeffizienten im Betonalter von 28 Tagen, geprüft an den separat hergestellten Proben

Es zeigt sich, dass die ermittelten Chloridmigrationskoeffizienten zwischen den einzelnen Chargen eines Betons in einer ähnlichen Größenordnung liegen. Innerhalb der untersuchten Betone beträgt der Chargenunterschied zwischen dem niedrigsten und höchsten Chloridmigrationskoeffizienten im Mittel etwa 17 %. Der größte Chargenunterschied kann sowohl beim Beton B10-III mit rd. 38 % als auch beim Beton B10-IV mit rd. 25 % festgestellt werden. Demgegenüber sind die geringsten Unterschiede beim Beton B2 mit ca. 4 % sowie beim Beton B4-III mit ca. 5 % zu verzeichnen.

Außerdem lässt sich festhalten, dass der Beton B10-I den höchsten Chloridmigrationskoeffizienten mit $26{,}3 \cdot 10^{-12}$ m²/s (Ch.1) bzw. $23{,}3 \cdot 10^{-12}$ m²/s (Ch.2) aufweist und dementsprechend von allen untersuchten Betonen den geringsten Chlorideindringwiderstand aufzeigt. Im Gegensatz dazu sind die größten Chloridmigrationswiderstände bei den Betonen sowohl B6-II als auch B4-II mit Chloridmigrationskoeffizienten von $3{,}6 \cdot 10^{-12}$ m²/s (B6-II_Ch.2) bzw. $3{,}7 \cdot 10^{-12}$ m²/s (B4-II_Ch.2) zu beobachten. Insgesamt bewegt sich der 28-Tage-Chloridmigrationskoeffizient aller untersuchten Betone in einer relativ großen Spannweite zwischen $3{,}6 \cdot 10^{-12}$ und $26{,}3 \cdot 10^{-12}$ m²/s. Die ermittelten Ergebnisse dieser Betone stimmen mit den Erfahrungswerten bzw. Größenordnungen aus der Literatur überein, vgl. Kapitel 2.5.1.1.

Der Grund für die große Spannweite liegt darin, dass die Chloridmigrationskoeffizienten der Betone je nach verwendeter Zementart unterschiedlich ausfallen können. In Abbildung 51 werden daher die ermittelten 28-Tage-Chloridmigrationskoeffizienten nochmals im Hinblick auf den Einfluss der verwendeten Zementsorten und auch auf den Einfluss des w/z-Werts differenziert betrachtet.

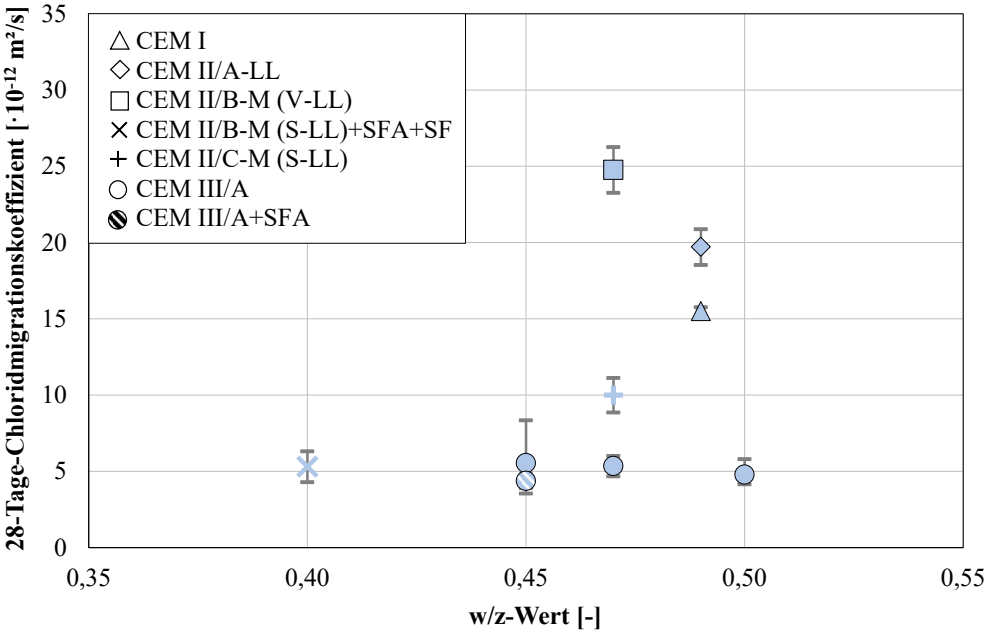


Abbildung 51: Einfluss der Zementart und des w/z-Werts auf den Chloridmigrationskoeffizienten im Betonalter von 28 Tagen

Wie zu erkennen ist, wird der Einfluss der Zementart besonders durch den Vergleich von portlandzement- bzw. portlandkalksteinzemenhaltigen Betonen und hochofenzementhaltigen Betonen sehr deutlich. Gerade bei den Betonen mit CEM I bzw. CEM II/A-LL (w/z = 0,49) lassen sich die höchsten Chloridmigrationskoeffizienten mit rd. $15{,}0 \cdot 10^{-12}$ bis $20{,}9 \cdot 10^{-12}$ m²/s und damit die geringsten Chlorideindringwiderstände beobachten. Dies ist einerseits auf das niedrige Chloridbindungsvermögen infolge eines geringen C_3A-Gehalts dieser Zemente zurückzuführen. Andererseits findet der Chloridtransport grundsätzlich in der Kontaktzone zwischen der Gesteinskörnung und dem Zementstein statt, da dort die größte Porosität bei diesen Betonen vorliegt.

Im Gegensatz dazu weisen die Betone mit CEM III/A (w/z = 0,45; 0,47; 0,50) die größten Chlorideindringwiderstände auf, was zum einen mit der hohen Chloridbindekapazität dieser Zementart begründet werden kann. Zum anderen wird durch die Gefügeausbildung infolge der latent-hydraulischen Reaktion auch die Kontaktzone verdichtet (Abnahme des Kapillarporenanteils), was zu einer Verlangsamung der Chlorideindringgeschwindigkeit führt, vgl. Kapitel 2.5.1.1. Dabei liegen die gemessenen D_{RCM}-Werte in einer Größenordnung zwischen $3{,}6 \cdot 10^{-12}$ und $8{,}3 \cdot 10^{-12}$ m²/s, wobei ein wesentlicher Größenunterschied zwischen w/z-Werten von 0,45 und 0,50 nicht direkt erkennbar ist. Bei den klinkerreduzierten Zementen mit mehreren Hauptbestandteilen CEM II/C-M (S-LL) und CEM II/B-M (S-LL) zeigt sich ein positiver Effekt, wenn ebenfalls ein Anteil des Zusatzstoffes Hüttensand enthalten ist.

Zur Bewertung der Wiederholpräzision aller ermittelten Chloridmigrationskoeffizienten wird der Variationskoeffizient herangezogen, s. Abbildung 52. Wie zu erkennen ist, nehmen die Variationskoeffizienten tendenziell mit steigendem Chloridmigrationskoeffizienten ab. Besonders auffällig ist, dass die Variationskoeffizienten bei 28-Tage-Chloridmigrationskoeffizienten von weniger als $5{,}0 \cdot 10^{-12}$ m²/s am größten ausfallen. Diese Beobachtungen sind auf die permament vorhandene Ableseungenauigkeit bei der Messung der Chlorideindringtiefen zurückzuführen. Gerade bei niedrigen Chloridmigrationskoeffizienten ist mit Chlorideindringtiefen von nur wenigen Millimetern zu rechnen, die entsprechend aufwändiger zu erfassen sind.

Insgesamt ergibt sich eine Bandbreite an Variationskoeffizienten von 0,6 % < CoV < 34,8 %. Laut BAW-MERKBLATT MDCC [97] werden für die Chloridmigrationsprüfung sowohl eine Wiederholpräzision von 11 % als auch eine Vergleichspräzision von 20 % (errechnet als 90%-Quantil der Wiederholpräzision) angegeben. Der sich hier bildende Medianwert der Variationskoeffizienten liegt für alle untersuchten Prüfserien bei ca. 6,7 % und das 90%-Quantil bei etwa 18,5 %, was im Einklang mit den Angaben in [97] steht.

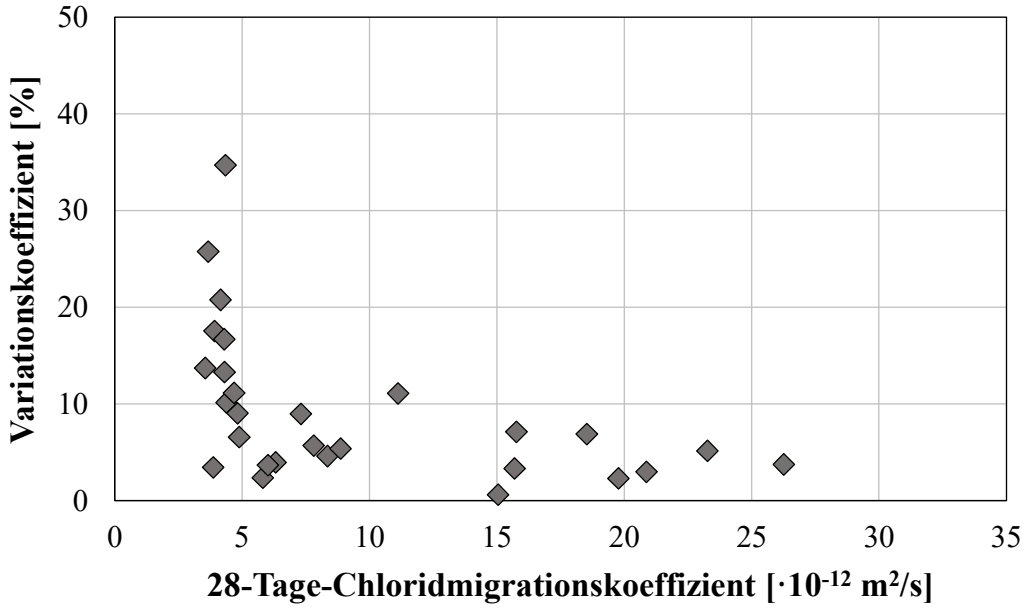


Abbildung 52: Variationskoeffizienten der ermittelten Chloridmigrationskoeffizienten bei einem Betonalter von 28 Tagen

4.3 Ergebnisse der indirekten Schnellprüfverfahren

4.3.1 Spezifischer Elektrolytwiderstand

In Abbildung 53 sind die Ergebnisse des spezifischen Elektrolytwiderstands zum Zeitpunkt eines Betonalters von 28 Tagen abgebildet. Im Diagramm sind Mittelwerte (je Betoncharge) dargestellt, die aus drei Würfelprüfkörpern (separat hergestellte Proben) bestimmt wurden. Die gemessenen Einzelwerte zu dieser Prüfung können zudem aus Anhang C (Tabelle A-20) entnommen werden.

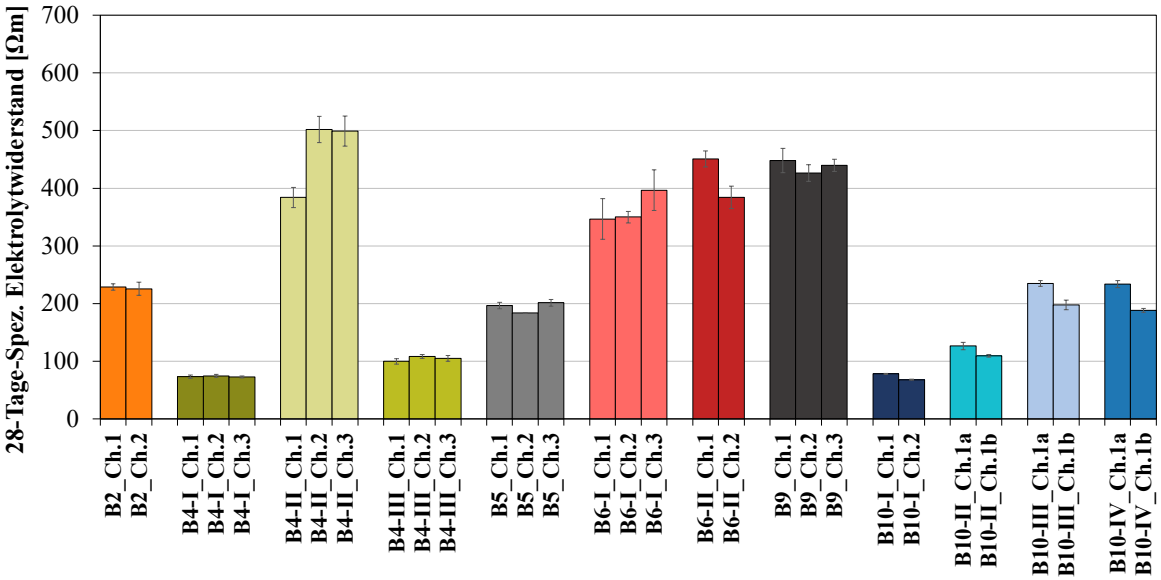


Abbildung 53: Ergebnisse des spez. Elektrolytwiderstands im Betonalter von 28 Tagen, geprüft an den separat hergestellten Proben

Zunächst lässt sich erkennen, dass die gemessenen spezifischen Elektrolytwiderstandswerte innerhalb der jeweiligen Betone in einer vergleichbaren Größenordnung liegen. So beträgt der Chargenunterschied vom geringsten zum höchsten Messwert innerhalb der einzelnen Betone im Durchschnitt etwa 12 %. Lediglich bei dem Beton B4-II kann eine etwas größere Differenz des spezifischen Elektrolytwiderstands von bis zu 27 % zwischen dessen Chargen beobachtet werden. Außerdem wird ersichtlich, dass der Beton B4-II zugleich den höchsten spez. Elektrolytwiderstand mit einem gemessenen Wert von 501,7 Ωm (Ch.2) bzw. 499,2 Ωm (Ch.3) aufweist. Im Gegensatz dazu sind die niedrigsten spezifischen Elektrolytwiderstandswerte beim Beton B10-I mit 68 Ωm (Ch.2) und beim Beton B4-I mit 72,9 Ωm (Ch.3) zu verzeichnen. Demnach bewegt sich der spez. Elektrolytwiderstand der untersuchten Betone in einem Schwankungsbereich zwischen 68 und 501,7 Ωm.

Die Ursache für diese große Schwankungsbreite lässt sich – analog zu den Chloridmigrationstests – auf die verschiedenen Zementarten der Betone zurückführen. Wie in Abbildung 54 bei einer differenzierten Betrachtung der Zementarten und den w/z-Werten zu erkennen ist, weisen insbesondere die hochofenzementhaltigen Betone mit CEM III/A (w/z = 0,45; 0,47; 0,50) die höchsten spez. Elektrolytwiderstandswerte auf, wobei ein signifikanter Größenunterschied zwischen einem w/z-Wert von 0,45 und 0,50 nicht zu erkennen ist. Hingegen zeigen die Betone mit CEM I bzw. CEM II/A-LL (w/z = 0,49) die geringsten spez. Elektrolytwiderstände. Bei den klinkerreduzierten Zementarten CEM II/B-M (V-LL) und CEM II/C-M (S-LL) fallen die gemessenen spez. Elektrolytwiderstandswerte ebenfalls relativ niedrig aus und liegen in der vergleichbaren Größenordnung wie die Betone mit CEM I bzw. CEM II/A-LL. Bei dem Beton B10-III mit mehreren Hauptbestandteilen und Betonzusatzstoffen (CEM II/B-M (S-LL) + SFA + SF) sind ähnliche Messergebnisse wie die CEM III/A-Betone festzustellen. Folglich nimmt einerseits der spezifische Elektrolytwiderstand von den untersuchten Betonen zu, wenn in der Zusammensetzung der Anteil von Zusatzstoffen wie z.B. Hüttensand steigt. Dieser bestehende bindemittelabhängige Trend spiegelt sich in inversiver Form bei den Ergebnissen der 28-Tage-Chloridmigrationskoeffizienten wider, vgl. Kapitel 4.2.3.

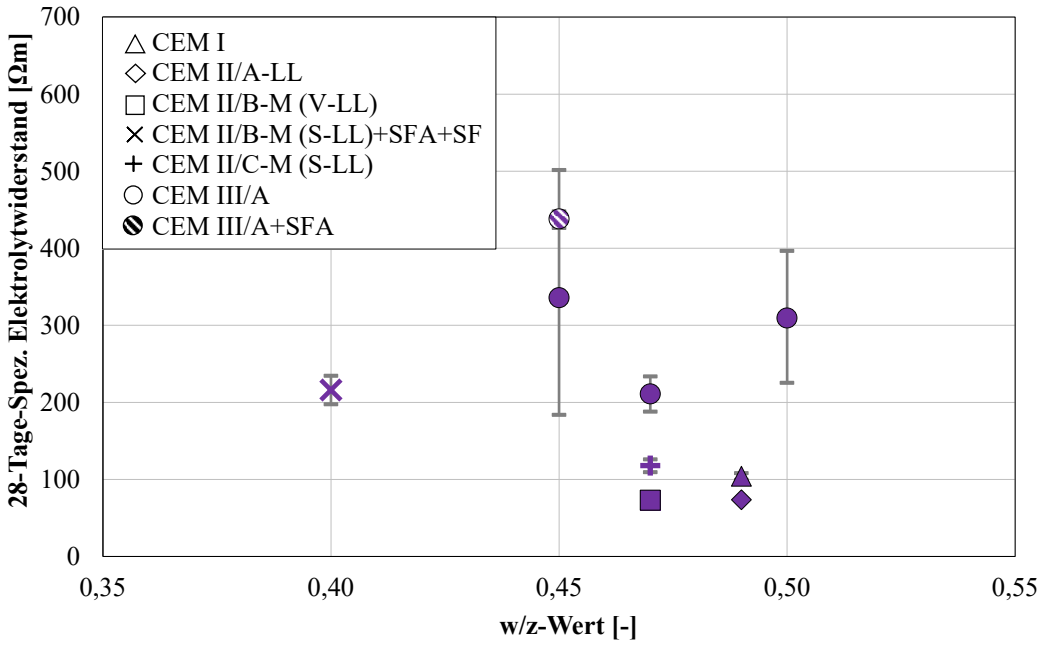


Abbildung 54: Einfluss der Zementart und des w/z-Werts auf den spez. Elektrolytwiderstand im Betonalter von 28 Tagen

Die Variationskoeffizienten aus diesem indirekten Schnellprüfverfahren sind in Abbildung 55 dargestellt. Hierzu ergeben sich Variationskoeffizienten in einem Bereich von 0 % < CoV < 10,1 %. Anders als bei den Karbonatisierungs- und Chloridmigrationsversuchen können bei dieser Messung keine Ungenauigkeiten aus der Ablesung der Eindringtiefen entstehen, weshalb der Variationskoeffizient sich vergleichsweise in einem relativ niedrigen Bereich bewegt. Dazu beträgt der Median der bestimmten Variationskoeffizienten 6,7 % und das 90%-Quantil liegt bei 18,5 %. In diesem Zusammenhang lässt sich erschließen, dass vorgenommene Messungen mithilfe der Wenner-Sonde grundsätzlich im Fall einer Wiederholungsprüfung für ein hohes Maß an Präzision sorgen.

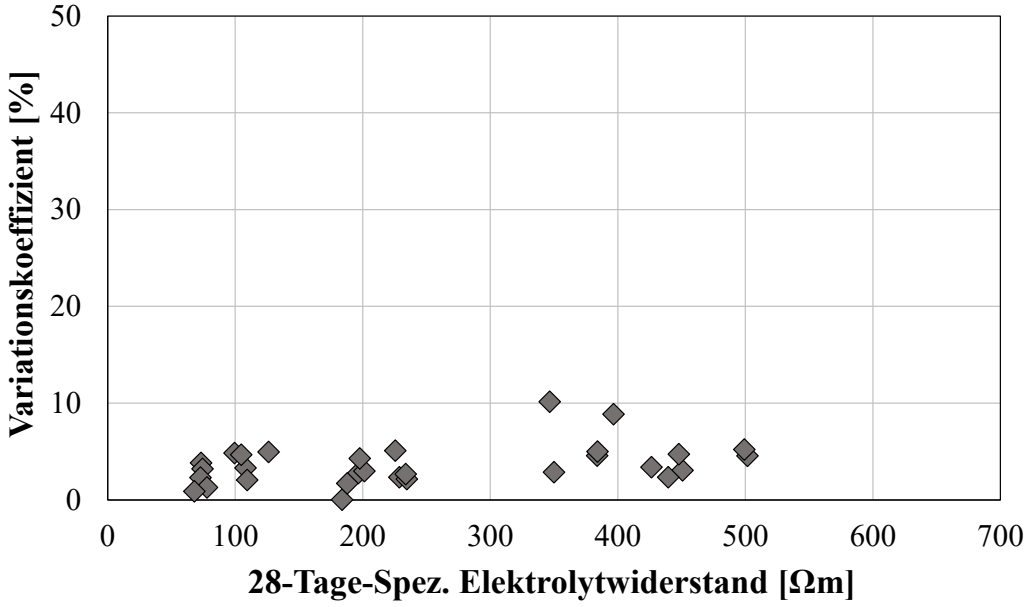


Abbildung 55: Variationskoeffizienten der gemessenen spez. Elektrolytwiderstände bei einem Betonalter von 28 Tagen

4.3.2 Rückprallwert

In Abbildung 56 sind die gemessenen Rückprallwerte zusammen mit den korrespondierenden Druckfestigkeiten zum Zeitpunkt des Betonalters von 28 Tagen dargestellt. Das Diagramm zeigt Medianwerte (je Betoncharge) der Rückprallmessung, welche an mindestens drei Würfelprobekörpern (separat hergestellte Proben) ermittelt wurden. Im Anhang C (Tabelle A-22) sind die erhobenen Einzelwerte zu dieser Prüfung zusammengestellt.

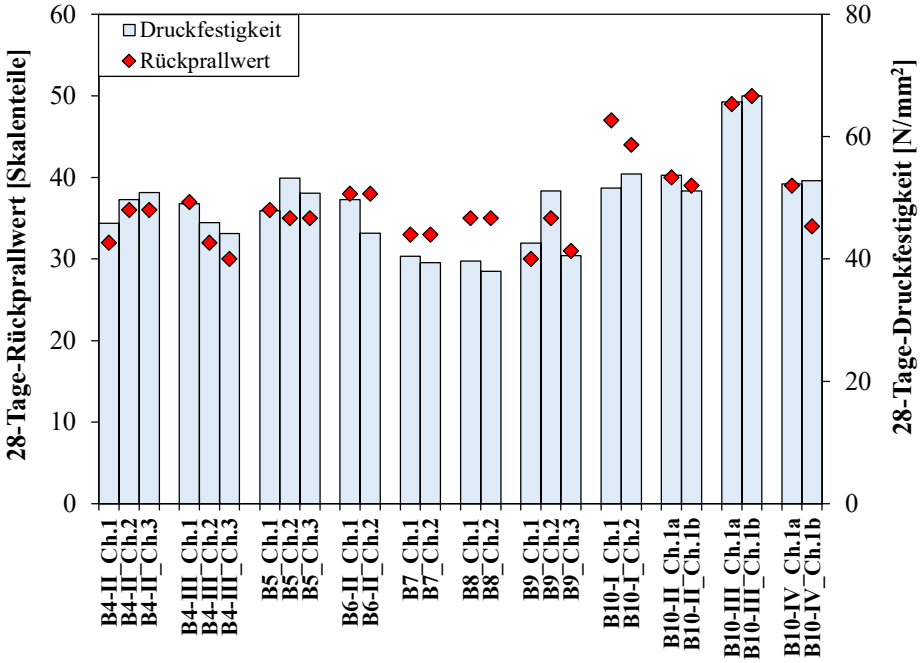


Abbildung 56: Ergebnisse der Rückprallwerte und der korrespondierenden Druckfestigkeit im Betonalter von 28 Tagen, geprüft an den separat hergestellten Proben

Aus Abbildung 56 zeigt sich, dass bei den einzelnen Chargen der jeweiligen Betone die 28-Tage-Rückprallwerte weitgehend in einer vergleichbaren Größenordnung liegen. Darüber hinaus ist zu erkennen, dass die Betone mit den höheren Druckfestigkeitsklassen erwartungsgemäß höhere Rückprallwerte aufweisen. So sind z.B. für den Beton B10-III (C45/55) die größten Rückprallwerte von 49 bzw. 50 Skalenteilen in Verbindung mit der höchsten Druckfestigkeit bei ca. 66 bzw. 67 N/mm^2 zu verzeichnen, vgl. Kapitel 4.2.1.

Ferner ist eine Tendenz auch innerhalb der einzelnen Chargen ersichtlich, in der höhere Rückprallwerte grundsätzlich mit einer höheren Druckfestigkeit einhergehen. Beispielsweise zeigt sich bei den Betonen B4-II, B4-III und B9 ein Trend, bei dem die Höhe der gemessenen 28-Tage-Rückprallwerte im Einklang mit den ermittelten 28-Tage-Druckfestigkeiten stehen. Diese Abhängigkeit legt nahe, dass die Messung des Rückprallwerts verlässlich die Oberflächenhärte und damit indirekt die Höhe der Festigkeit des Betons widerspiegelt. Trotz dieser Abhängigkeit gibt es jedoch einige Abweichungen, bei denen die Rückprallwerte bei ähnlicher Druckfestigkeit unterschiedlich ausfallen können, wie etwa bei den Betonen B10-I und B10-IV. Solche Abweichungen können auf Unterschiede in der Oberflächenbeschaffenheit oder andere Einflüsse, wie die unterschiedliche Verdichtungsqualität der Betonproben, zurückgeführt werden.

Kapitel 5 | Korrelationsanalyse der Ergebnisse

5.1 Gegenüberstellung von Betoneigenschaften

5.1.1 Karbonatisierungsrate ↔ Druckfestigkeit

Die Druckfestigkeit des Betons, welche – im Vergleich zu anderen Betonkenngrößen – ohnehin immer ermittelt wird, kommt bei Dauerhaftigkeitsuntersuchungen zumeist auch als indirekter Indikator für den Karbonatisierungswiderstand in Betracht, vgl. Kapitel 2.3.4.2. Nachstehend werden deshalb die Ergebnisse der 28-Tage-Druckfestigkeit mit den Karbonatisierungsraten gegenübergestellt. Dafür werden sowohl die Karbonatisierungsrate K_c unter natürlichen Prüfbedingungen (s. Abbildung 57, oben) als auch die Karbonatisierungsrate K_{ac} unter beschleunigten Prüfbedingungen (s. Abbildung 57, unten) herangezogen.

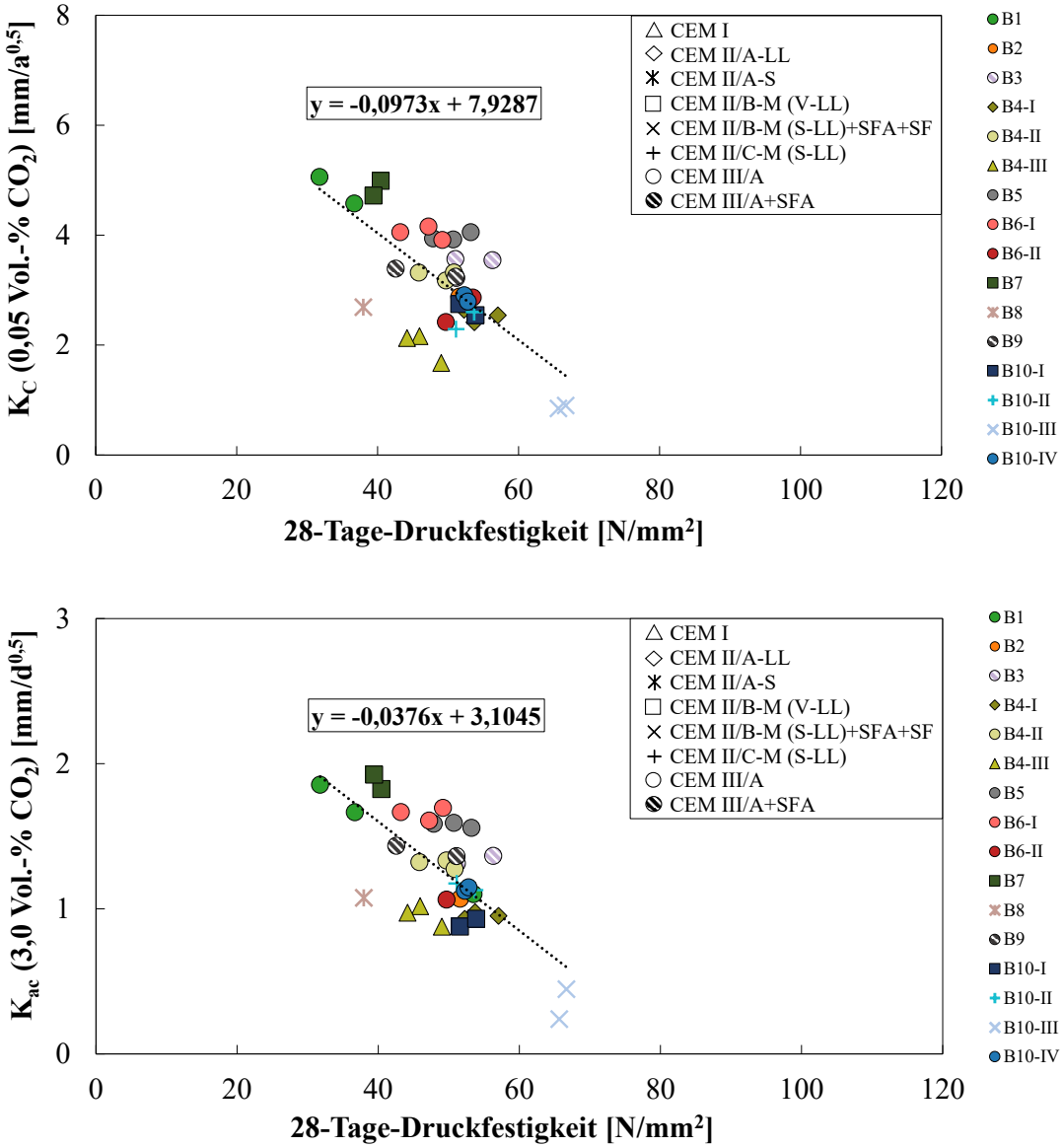


Abbildung 57: Gegenüberstellung zwischen 28-Tage-Druckfestigkeit und Karbonatisierungsrate K_c (oben) bzw. Karbonatisierungsrate K_{ac} (unten), ermittelt an den separat hergestellten Proben

Durch die Gegenüberstellung der Parameter lässt sich beobachten, dass – bei den hier untersuchten Betonen – ein gewisser linearer Zusammenhang zwischen der Druckfestigkeit und der Karbonatisierungsrate besteht. Dem Verlauf der Regressionsgeraden folgend, nimmt die Karbonatisierungsrate K_c bzw. K_{ac} mit zunehmender Druckfestigkeit tendenziell ab. Das bedeutet, je höher die Druckfestigkeit ist, desto dichter ist der untersuchte Beton und entsprechend höher auch dessen Widerstand gegenüber Karbonatisierung. Als Beispiel wird dies im direkten Vergleich der beiden Chargen von Beton B1 in Abbildung 57 (oben bzw. unten) deutlich. Dieser Zusammenhang resultiert grundsätzlich aus der Tatsache, dass ein dichteres Gefüge des Zementsteins bzw. der Kontaktzone zwischen Zementstein und Gesteinskörnung mit einer höheren Betondruckfestigkeit einhergeht, vgl. Kapitel 2.3.4.2.

Allerdings lässt sich aus den vorliegenden Betonen keine allgemeingültige Korrelation mit hinreichendem Bestimmtheitsmaß ableiten. Dies ist in erster Linie auf die verschiedenen Zementarten zurückzuführen. Bei 28-Tage-Druckfestigkeiten zwischen 30 und 70 N/mm^2 schwankt der Bereich der Karbonatisierungsrate K_c (unter natürlichen Prüfbedingungen) von 0,8 bis 5,1 $mm/a^{0,5}$ (s. Abbildung 57, oben). Darin ergibt sich bspw. für hochofenzementhaltige Betone (z.B. B4-II, B5 und B6-I) eine höhere Karbonatisierungsrate im Vergleich zu portlandkalkstein- und portlandzementhaltigen Betonen (z.B. B4-I und B4-III). Demgemäß vermindert sich der Karbonatisierungswiderstand trotz vergleichbarer Druckfestigkeitswerte, sobald sich in der Betonzusammensetzung der Gehalt an Portlandklinker reduziert und andere Zusatzstoffe wie z.B. Hüttensand zunehmen. Eine Ausnahme bildet der Beton B10-III, welcher aufgrund seiner sehr dichten Zusammensetzung eine nochmals höhere Druckfestigkeit aufweist und dadurch mit einem deutlich besseren Karbonatisierungswiderstand einhergeht.

Dieser bindemittelabhängige Trend ist analog für die Karbonatisierungsrate K_{ac} unter beschleunigten Prüfbedingungen mit einer Bandbreite zwischen 0,2 bis 1,9 $mm/d^{0,5}$ zu beobachten (s. Abbildung 57, unten). Die genaueren Ursachen für den Einfluss der Zementart auf den Karbonatisierungswiderstand dieser Betone wurden bereits in Kapitel 4.2.2 erörtert.

Demzufolge ist beim Vergleich von karbonatisierten Betonen mit unterschiedlichen Zementarten eine allgemeine Abhängigkeit zur Druckfestigkeit nicht direkt gegeben. Diese Ergebnisse stimmen ebenso mit den Erkenntnissen aus der Literatur überein (vgl. Kapitel 2.3.4.2). Eine Korrelation zwischen der Druckfestigkeit und der Karbonatisierungsrate besteht nur, sofern es sich um einen homogenen Beton mit der gleichen Zementsorte handelt. Wenngleich weitere Faktoren den Karbonatisierungswiderstand des Betons beeinflussen können, wurde hier durch die alleinige Betrachtung separat hergestellter Proben sichergestellt, dass alle Ergebnisse unter den gleichen Randbedingungen erzielt wurden. Eine klare Abschätzung des Karbonatisierungswiderstandes, sei es unter natürlichen oder beschleunigten Prüfbedingungen (CO_2-Konzentration), wird daher mit der Druckfestigkeit allein als indirektem Indikator nicht möglich sein.

5.1.2 Chloridmigrationskoeffizient ↔ Druckfestigkeit

In Abbildung 58 werden die ermittelten Ergebnisse der Druckfestigkeit mit den Chloridmigrationskoeffizienten zum Zeitpunkt eines Betonalters von 28 Tagen gegenübergestellt.

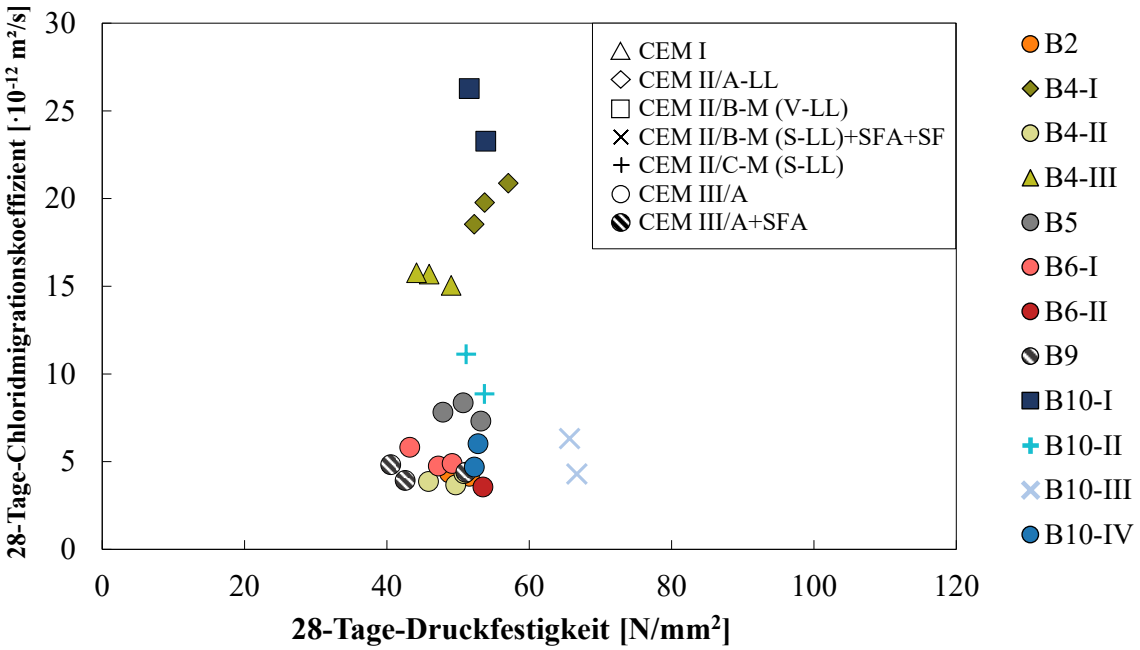


Abbildung 58: Gegenüberstellung zwischen 28-Tage-Druckfestigkeit und 28-Tage-Chloridmigrationskoeffizient, ermittelt an den separat hergestellten Proben

Wie eindeutig erkennbar ist, lässt sich für den Chloridmigrationskoeffizienten kein direkter Zusammenhang mit der Druckfestigkeit konstatieren. Während die untersuchten Betone sich vornehmlich in einem vergleichbaren Druckfestigkeitsbereich zwischen 40 und 70 N/mm² befinden, variiert der Bereich des 28-Tage-Chloridmigrationskoeffizienten zwischen $3{,}6 \cdot 10^{-12}$ und $26{,}3 \cdot 10^{-12}$ m²/s. Die Ursache hierfür liegt wiederum an den verschiedenen Zementarten der Betone. Demgemäß zeigen die Betone auf Basis von Portlandzement oder Portlandkompositzement mit Kalksteinanteil (B4-I, B4-III oder B10-I) einen sehr geringen Eindringwiderstand gegen Chloride, was auf die hohe Porosität und das geringe Chloridbindungsvermögen dieser Betonsorten zurückzuführen ist.

Bedingt durch ihre dichte Porenstruktur im Gefüge und ihr hohes chemisches Chloridbindungsvermögen, weisen hingegen die hochofenzementhaltigen Betone (B2, B4-II, B5, B6-I, B6-II, B9 und B10-IV) bei gleicher Druckfestigkeit tendenziell die niedrigsten Chloridmigrationskoeffizienten auf. Die dargelegten Ergebnisse decken sich grundsätzlich mit den Erfahrungen aus Kapitel 2.4.4.2.

Aus diesen Erkenntnissen lässt sich somit folgern, dass die Druckfestigkeit und die Dauerhaftigkeit nicht eindeutig zusammenhängen und vielmehr andere zuvor genannte Faktoren (z.B. die Art des Bindemittels) im Vordergrund stehen. Ein Dauerhaftigkeitsnachweis allein auf der Grundlage der Druckfestigkeit ist folglich nicht hinreichend. Daher ist es nochmals umso wichtiger, die Dauerhaftigkeit des Betons gesondert zu bewerten. Nur durch direkte bzw. leistungsbezogene Prüfungen lassen sich fundierte Aussagen über die Dauerhaftigkeit von Beton treffen.

5.1.3 Karbonatisierungsrate K_c ↔ Karbonatisierungsrate K_{ac}

Zur Bewertung des Karbonatisierungswiderstands von Beton gilt bislang die Prüfung unter natürlicher CO_2-Konzentration nach DIN EN 12390-10 [47] als Standardverfahren, wobei eine sehr lange Prüfdauer von mindestens 365 Tagen vorausgesetzt wird (s. Kapitel 2.3.3.1). Hierbei könnte das Schnellkarbonatisierungsverfahren nach DIN EN 12390-12 [58] einen etwas baustellengerechteren Ansatz darstellen, welches eine Prüfdauer von 70 Tagen bei erhöhtem CO_2-Gehalt von 3,0 Vol.-% aufweist (s. Kapitel 2.3.3.2). Es ist allerdings notwendig, vorab einen funktionalen Zusammenhang zwischen den beiden Methoden zu ermitteln, um das beschleunigte Verfahren als Alternative zum Standardverfahren für die Baustelle vorschlagen zu können.

In Abbildung 59 werden deswegen die ermittelten Ergebnisse der Karbonatisierungsrate K_c (unter natürlichen Prüfbedingungen) mit der Karbonatisierungsrate K_{ac} (unter beschleunigten Prüfbedingungen) gegenübergestellt. Dazu wird die normative Einheit der Karbonatisierungsrate K_{ac} von $mm/d^{0,5}$ auf $mm/a^{0,5}$ umgerechnet. Zusätzlich wird im Diagramm die theoretische Formel zur Umrechnung der beiden Koeffizienten dargestellt (vgl. Kapitel 2.5.2.4).

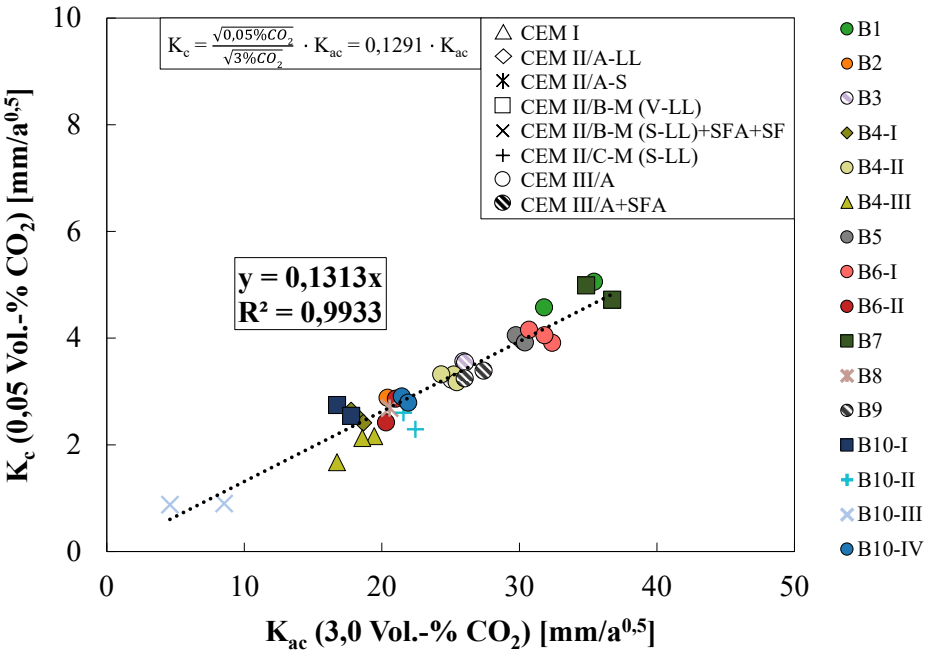


Abbildung 59: Korrelation zwischen Karbonatisierungsrate K_c (0,05 Vol.-% CO_2) und Karbonatisierungsrate K_{ac} (3,0 Vol.-% CO_2), ermittelt an den separat hergestellten Proben

Wie aus den Ergebnissen mit verschiedenen geprüften Betonsorten ersichtlich ist, lässt sich eine enge, lineare Korrelation mit einem sehr hohen Bestimmtheitsmaß (R^2 = 0,9933) zwischen den natürlichen und beschleunigten Karbonatisierungskoeffizienten bei 0,05 Vol.-% und 3,0 Vol.-% CO_2 feststellen. Diese funktionale Beziehung ($K_c = 0{,}1313 \cdot K_{ac}$) weicht dabei nur minimal von der theoretischen Formel ($K_c = 0{,}1291 \cdot K_{ac}$) ab, was die Konsistenz der Korrelation zusätzlich unterstreicht.

Darüber hinaus ist hervorzuheben, dass eine Differenzierung der untersuchten Betone mit deren verschiedenen Zementsorten möglich ist. Zudem zeigt sich auch, dass insbesondere die Betone mit alternativen Bindemitteln unter beschleunigten Prüfbedingungen systematisch geringfügig niedriger abschneiden als unter natürlichen Prüfbedingungen. Dies deutet darauf hin, dass das Schnellprüfverfahren tendenziell konservativ beurteilt und somit auf der sicheren Seite liegt. Angesichts der bislang begrenzten Erfahrungswerte mit den neuen Bindemitteln ist diese konservative Bewertung als vorteilhaft zu betrachten. Die Verwendung einer Prüfkonzentration von 3,0 Vol.-% CO_2 ermöglicht nicht nur eine gute Differenzierung der Karbonatisierungsraten bzw. -widerstände, sondern ermöglicht auch bei wenig erprobten Bindemitteln eine sicherheitsorientierte Bewertung.

Auf Grundlage dieser gewonnenen Erkenntnisse kann anhand der aktuell geltenden Prüfnormen festgehalten werden, dass ein linearer Zusammenhang zwischen den natürlichen und beschleunigten Karbonatisierungskoeffizienten besteht und somit beide Materialkennwerte ineinander überführt werden können. Dementsprechend lässt sich eine erhebliche Verkürzung der gesamten Prüfzeit des Karbonatisierungswiderstands von Beton bei gleicher Aussagekraft erzielen. Dieser Zusammenhang konnte auch in verschiedenen Studien nachgewiesen werden, vgl. Kapitel 2.5.2.4.

5.2 Gegenüberstellung von direkten und indirekten Prüfverfahren

5.2.1 Karbonatisierungsrate ↔ Rückprallwert

Um Rückschlüsse auf den Karbonatisierungswiderstand des Betons ziehen zu können, käme nach wie vor die Rückprallmessung als indirektes Schnellprüfverfahren durchaus in Betracht. In Abbildung 60 und Abbildung 61 werden daher die an separat hergestellten Proben ermittelten 28-Tage-Rückprallwerte mit den Karbonatisierungsraten K_c bzw. K_{ac}, sowohl unter natürlichen als auch unter beschleunigten Prüfbedingungen, gegenübergestellt.

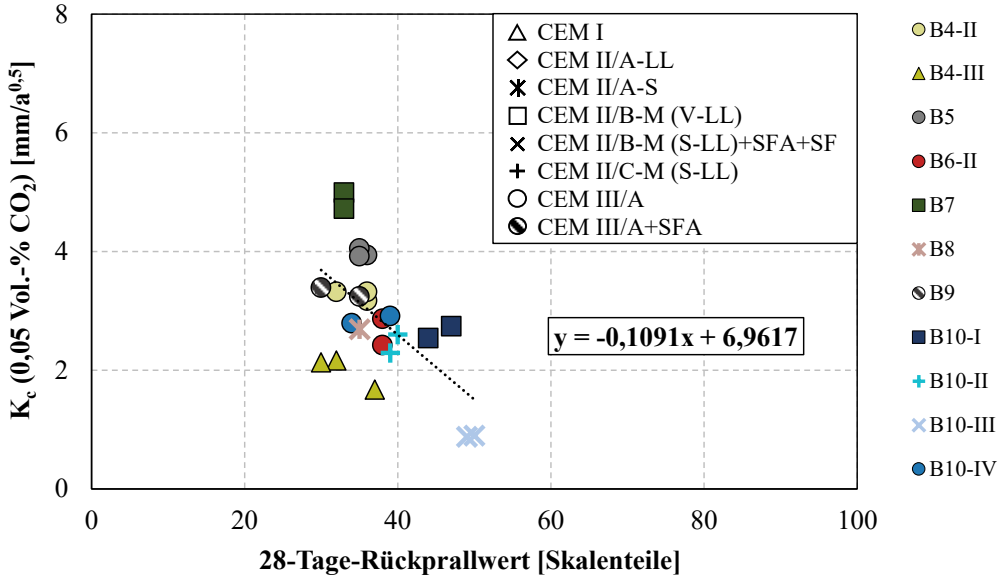


Abbildung 60: Gegenüberstellung zwischen 28-Tage-Rückprallwert und Karbonatisierungsrate K_c (0,05 Vol.-% CO_2), geprüft an den separat hergestellten Proben

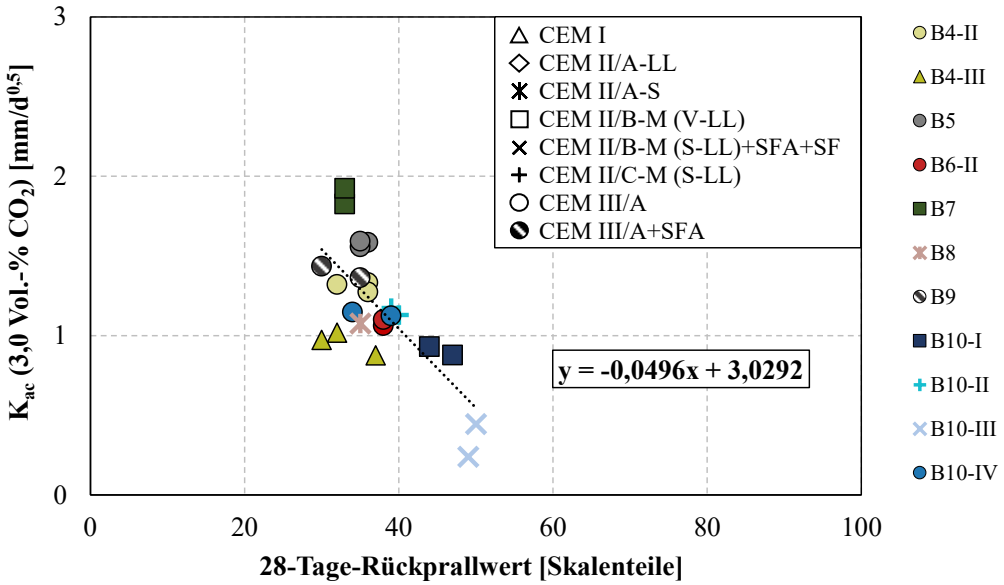


Abbildung 61: Gegenüberstellung zwischen 28-Tage-Rückprallwert und Karbonatisierungsrate K_{ac} (3,0 Vol.-% CO_2), geprüft an den separat hergestellten Proben

Wie die Ergebnisse zeigen, besteht – ähnlich zur Druckfestigkeit – ein mehr oder weniger linearer Zusammenhang zwischen den Rückprallwerten und den Karbonatisierungsraten K_c bzw. K_{ac}. Gemäß dem Verlauf der Regressionsgeraden nimmt mit steigendem 28-Tage-Rückprallwert tendenziell die Karbonatisierungsrate ab, was auf einen höheren Karbonatisierungswiderstand des geprüften Betons hindeutet. Die Rückprallmessung zeigt somit als zerstörungsfreies Schnellprüfverfahren ein gewisses Potenzial, um indirekte Rückschlüsse auf den Karbonatisierungswiderstand ziehen zu können. Insbesondere könnte das Verfahren als Vergleichsprüfung zwischen der Erstprüfung und der Annahmeprüfung eines konkreten Betons (mit identischer Zusammensetzung) dienen.

Jedoch ist eine allgemeingültige Korrelation bei Betonen mit unterschiedlichen Zementsorten nicht zu konstatieren. Die Ursache ist – wie beim Vergleich zur Druckfestigkeit – auf die starke Bindemittelabhängigkeit der untersuchten Betone zurückzuführen, in der trotz ähnlicher Rückprallwerte (zwischen 30 und 40 Skalenteile) die Karbonatisierungsrate (sowohl K_c als auch K_{ac}) um eine erhebliche Größenordnung variiert. Demnach ist das Verhalten von Beton in Bezug auf die Karbonatisierung weiterhin als eigenständiger Materialwiderstand zu betrachten, welcher ausschließlich durch eine leistungsbezogene Karbonatisierungsprüfung beurteilt werden kann.

5.2.2 Chloridmigrationskoeffizient ↔ Spezifischer Elektrolytwiderstand

Ein vielversprechender Ansatz zur Einschätzung des Chlorideindringwiderstands von Beton ist die Bestimmung des spezifischen Elektrolytwiderstands mit der Wenner-Sonde (vgl. Kapitel 2.4.4.1). Das indirekte Schnellprüfverfahren bietet erhebliche Vorteile für den Einsatz in der Praxis und stellt eine schnellere und kostengünstigere Alternative zur zeitintensiven Chloridmigrationsprüfung dar. In Abbildung 62 wird deswegen der funktionale Zusammenhang zwischen den gemessenen spez. Elektrolytwiderständen und den ermittelten Chloridmigrationskoeffizienten der separat hergestellten Proben im Betonalter von 28 Tagen abgebildet.

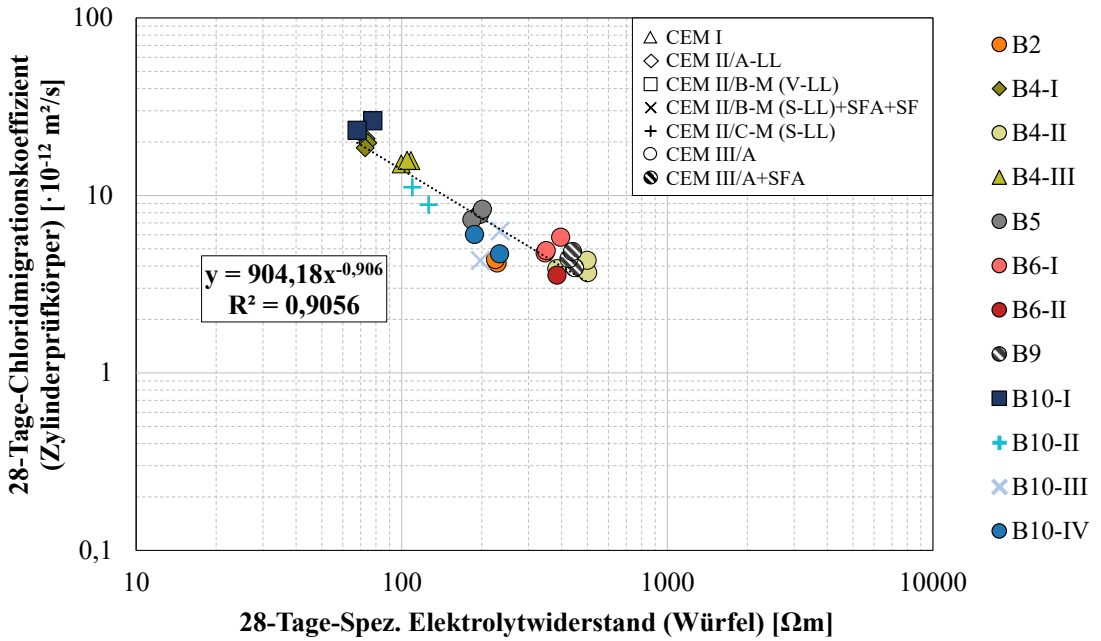


Abbildung 62: Korrelation zwischen Chloridmigrationskoeffizient und spezifischem Elektrolytwiderstand im Betonalter von 28 Tagen, geprüft an den separat hergestellten Proben

Wie aus Abbildung 62 hervorgeht, lässt sich hierbei eine deutliche Korrelation feststellen, bei der höhere Werte des spezifischen Elektrolytwiderstands tendenziell mit niedrigen Chloridmigrationskoeffizienten einhergehen. Dieser nahezu inverse Zusammenhang wird durch die Beobachtung unterstützt, dass Betone mit geringeren spezifischen Elektrolytwiderständen in der Regel die höchsten Chloridmigrationskoeffizienten aufweisen, während höhere spez. Elektrolytwiderstandswerte mit niedrigeren Chloridmigrationskoeffizienten verbunden sind. Die statistische Signifikanz dieser Korrelation kann zudem anhand des Bestimmtheitsmaßes R^2 von etwa 0,9056 bestätigt werden. Diese Ergebnisse stehen im Einklang mit den bisherigen Literaturerfahrungen (vgl. Kapitel 2.4.4.1), die ebenfalls eine enge Korrelation zwischen dem Chloridmigrationskoeffizienten und dem spezifischen Elektrolytwiderstand bei verschiedenen Laborbetonmischungen aufgezeigt haben.

Da bei den separat hergestellten Proben insgesamt eine enge Korrelation festgestellt werden kann, soll im Folgenden anhand von Abbildung 63 gesondert betrachtet werden, ob eine vergleichbare Beziehung der beiden Kenngrößen ebenfalls bei den untersuchten Demonstrator-Bauteilen besteht. Wie sich hierzu herausstellt, liegt der Bestimmtheitsmaß bei $R^2 = 0{,}8643$, wodurch sich ebenfalls eine relativ enge Korrelation ergibt. Zudem unterscheiden sich die Regressionskoeffizienten der separat hergestellten Proben ($y = 904{,}18x^{-0{,}906}$) und der Demonstrator-Bauteile ($y = 918{,}12x^{-0{,}916}$) nicht signifikant voneinander, was die Konsistenz der Korrelation unter den beiden Datensätzen zusätzlich unterstreicht.

Allerdings lässt sich bei den Messdaten der Demonstrator-Bauteile ein Ausreißer feststellen. Dies betrifft den Beton B10-IV (Demonstrator-Pfeiler), welcher den geringsten Chloridmigrationskoeffizienten mit $2{,}0 \cdot 10^{-12}$ m²/s bei einem gemessenen spezifischen Elektrolytwiderstand von 175 Ωm aufweist. Eine genaue Erklärung für den Ausreißer kann nicht genannt werden, wobei es sich auch um einen möglichen Messfehler bei der Durchführung der Prüfverfahren handeln könnte.

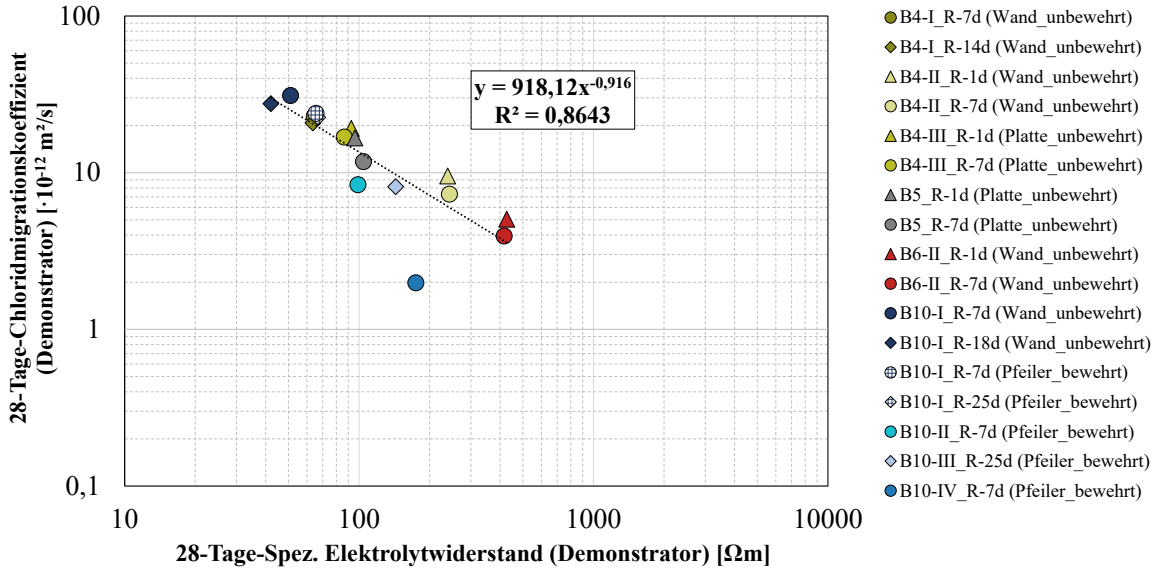


Abbildung 63: Korrelation zwischen Chloridmigrationskoeffizient und spezifischem Elektrolytwiderstand im Betonalter von 28 Tagen, geprüft an den Demonstrator-Bauteilen

Zusammenfassend werden in Abbildung 64 die gemessenen spezifischen Elektrolytwiderstände und Chloridmigrationskoeffizienten der separat hergestellten Proben sowie der Demonstrator-Bauteile gegenübergestellt. Es zeigt sich hierbei, dass in der Gesamtheit die enge Korrelation durch einen sich ergebenden Bestimmtheitsmaß (R^2) von etwa 0,8954 validiert wird. Die aus den vorliegenden Untersuchungen abgeleitete Korrelation, welche sowohl die separat hergestellten Proben als auch die Demonstrator-Bauteile berücksichtigt, bestätigt erneut die Eignung des spezifischen Elektrolytwiderstands als indirekte Kenngröße zur Abschätzung des Chlorideindringwiderstands von Beton (vgl. Kapitel 2.4.4.1). Diese Ergebnisse unterstreichen somit, dass der spezifische Elektrolytwiderstand (gemessen mittels Wenner-Sonde) als Schnellprüfverfahren genutzt werden kann, um den Chlorideindringwiderstand von Betonen auf der Baustelle zuverlässig zu beurteilen.

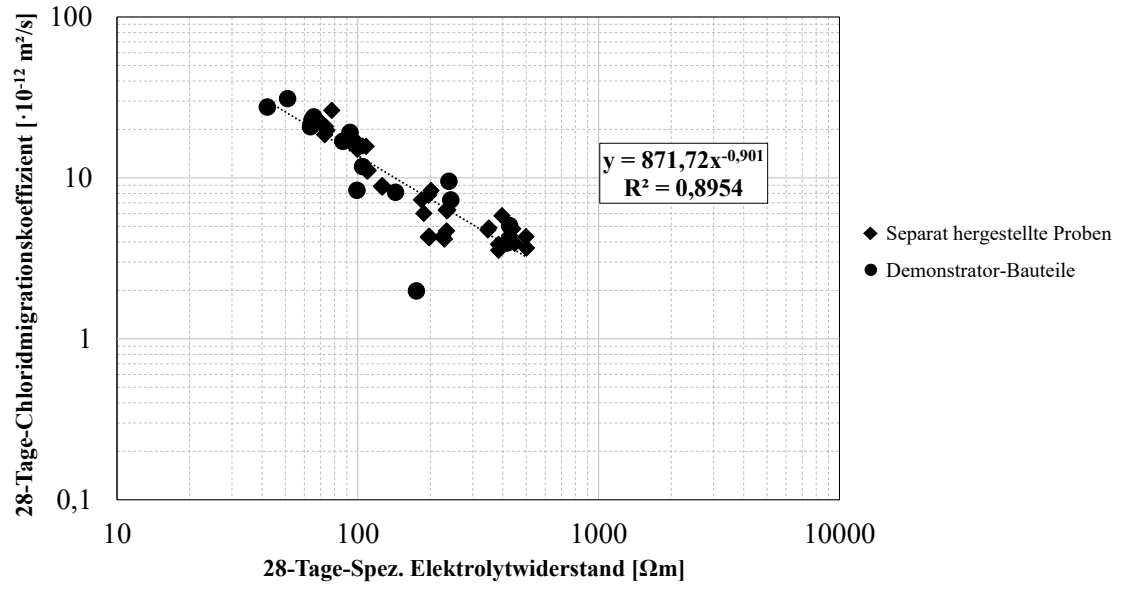


Abbildung 64: Korrelation zwischen Chloridmigrationskoeffizient und spezifischem Elektrolytwiderstand nach 28 Tagen, geprüft an separat hergestellten Proben und Demonstrator-Bauteilen

5.3 Gegenüberstellung von separat hergestellten Proben und Bauteilproben

5.3.1 Druckfestigkeit

In Abbildung 65 (oben) werden die 28-Tage-Druckfestigkeiten zwischen den separat hergestellten Proben (Würfel) und den Bauteilproben (Demonstrator) verglichen. Bedingt durch einen unterschiedlichen Betonfeuchtegehalt bei den separat hergestellten Proben (wassergesättigt) und den Bauteilproben (trocken) können die Abweichungen zwischen diesen beiden Untersuchungsreihen ausgeprägter ausfallen. Um unter anderem diesen Effekt zu berücksichtigen, sind in Abbildung 65 (unten) ergänzend die 28-Tage-Druckfestigkeiten der separat hergestellten Proben mit den Bauteilproben nach der Lagerung „Lab“ (vgl. Kapitel 3.3.5.1) gegenübergestellt.

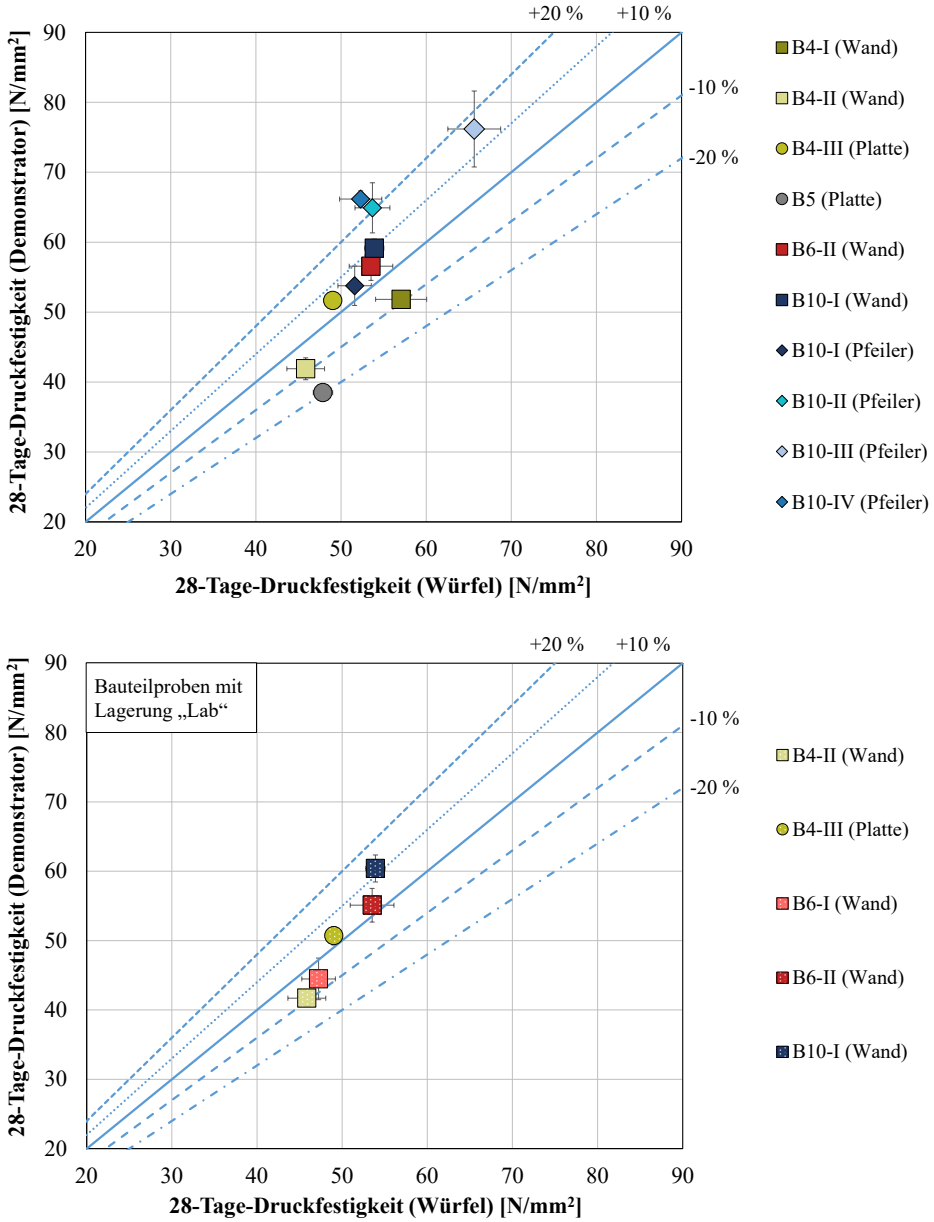


Abbildung 65: Gegenüberstellung der 28-Tage-Druckfestigkeit zwischen separat hergestellten Proben und Bauteilproben (oben) bzw. Bauteilproben mit Lagerung „Lab“ (unten)

Wie Abbildung 65 (oben) zeigt, können die an den Bauteilproben geprüften Druckfestigkeiten im Vergleich zu den separat hergestellten Proben sowohl höher als auch niedriger ausfallen. Dabei liegt die Bohrkerndruckfestigkeit der Demonstrator-Wände und Demonstrator-Platten um bis zu 10 % (B10-I) höher, aber in anderen Fällen auch um bis zu 20 % (B5) niedriger. Diese Ergebnisse stimmen weitgehend mit den bisherigen Resultaten von JACOBS et al. [187] überein, bei denen die ermittelte 28-Tage-Bohrkerndruckfestigkeit im Mittel ca. 20 % unter der Würfeldruckfestigkeit lag. Ferner ist die wesentlich geringere Bohrkerndruckfestigkeit des Demonstrator-Bauteils B5 auf die Kombination aus einer langsam erhärtenden Zementart (CEM III/A 42,5 N LH) und den im Vergleich zum Labor kühleren Umgebungs- bzw. Erhärtungsbedingungen auf der Baustelle (vgl. Tabelle A-5) zurückzuführen. Demgegenüber weisen die Bauteilproben aus den Demonstrator-Pfeilern, welche stets aus dem unteren Bereich der vertikalen Pfeiler entnommen wurden, eine bis zu 27 % höhere Druckfestigkeit als die separat hergestellten Proben auf. Dies ist vor allem auf die höhere Auflast der 6 m hohen Demonstrator-Pfeiler zurückzuführen, die zusätzlich zu einer verstärkten Verdichtung des Betons im unteren Entnahmebereich der Pfeiler führte.

Demnach variiert das Druckfestigkeitsverhältnis je nach Bauteilart zwischen 0,91 und 1,10 bei den Demonstrator-Wänden (B4-I, B4-II, B6-II und B10-I), zwischen 0,80 und 1,05 bei den Demonstrator-Platten (B4-III und B5) sowie zwischen 1,04 und 1,27 bei den Demonstrator-Pfeilern (B10-I, B10-II, B10-III und B10-IV). Zusammenfassend ergibt sich daraus ein mittleres Druckfestigkeitsverhältnis von 0,99 für die Demonstrator-Wände, von 0,93 für die Demonstrator-Platten und von 1,17 für die Demonstrator-Pfeiler. Diese Ergebnisse decken sich mit den bestehenden Erkenntnissen aus Kapitel 2.6.2. Dort wurden die Abweichungen durch verschiedene Faktoren wie Unterschiede in der Verdichtung, den Umgebungsbedingungen, der Bauteilart usw. erklärt. Zumal weichen bei den Platten die Verhältniswerte am weitesten voneinander ab, da bei dieser Bauteilart die Gefahr eines Feuchtigkeitsverlustes während der Hydratation aufgrund des hohen Anteils an nicht geschalter Betonoberfläche deutlich größer ist. Darüber hinaus wird anhand der dargelegten Ergebnisse bestätigt, dass der normativ festgelegte Wert von 0,85 das Verhältnis der Bohrkerndruckfestigkeit zur Druckfestigkeit von Laborproben auf der sicheren Seite beschreibt (vgl. Kapitel 2.6.2).

Des Weiteren sind bei den Bauteilproben mit der „Lab“-Lagerung ähnliche Tendenzen zu erkennen (s. Abbildung 65, unten), in der die ermittelten Bohrkerndruckfestigkeiten im Vergleich zu den separat hergestellten Proben ebenso höher bzw. auch niedriger ausfallen können. Unter gleichen Bedingungen des Betonfeuchtegehalts weisen die Demonstrator-Wände und Demonstrator-Platten einerseits bis zu 12 % (B10-I) höhere, aber andererseits auch bis zu 9 % (B4-II) niedrigere Bohrkerndruckfestigkeiten gegenüber den separat hergestellten Proben auf. So liegt das mittlere Druckfestigkeitsverhältnis für die Demonstrator-Wände (B4-I, B6-I, B6-II und B10-I) bei 1,0 und für die Demonstrator-Platten (B4-III) bei 1,03. Ein Vergleich zwischen den Bauteilproben selbst, unter wassergesättigten bzw. lufttrockenen Bedingungen, zeigt nur minimale Abweichungen (< 3 %) auf. Aus den Resultaten lassen sich aufgrund der unterschiedlichen Lagerungsbedingungen somit keine signifikanten Unterschiede auf die Bohrkerndruckfestigkeit erschließen. Eine wesentliche Minderung der Druckfestigkeit von wassergesättigten Zylinderprobekörpern im Vergleich zu gleichartigen Probekörpern im trockenen Zustand konnte ebenfalls in [201] nicht nachgewiesen werden.

5.3.2 Karbonatisierungsrate

In Abbildung 66 werden die Karbonatisierungsraten K_{ac} (unter beschleunigten Prüfbedingungen) der separat hergestellten Proben (Balken) mit den Bauteilproben (Demonstrator) gegenübergestellt. Dabei werden die Bauteilproben nach ihrem Prüfbereich (Kern- oder Randzone) differenziert, wobei für die Randzone variierende Nachbehandlungsdauern (z.B. R-7d) zu berücksichtigen sind.

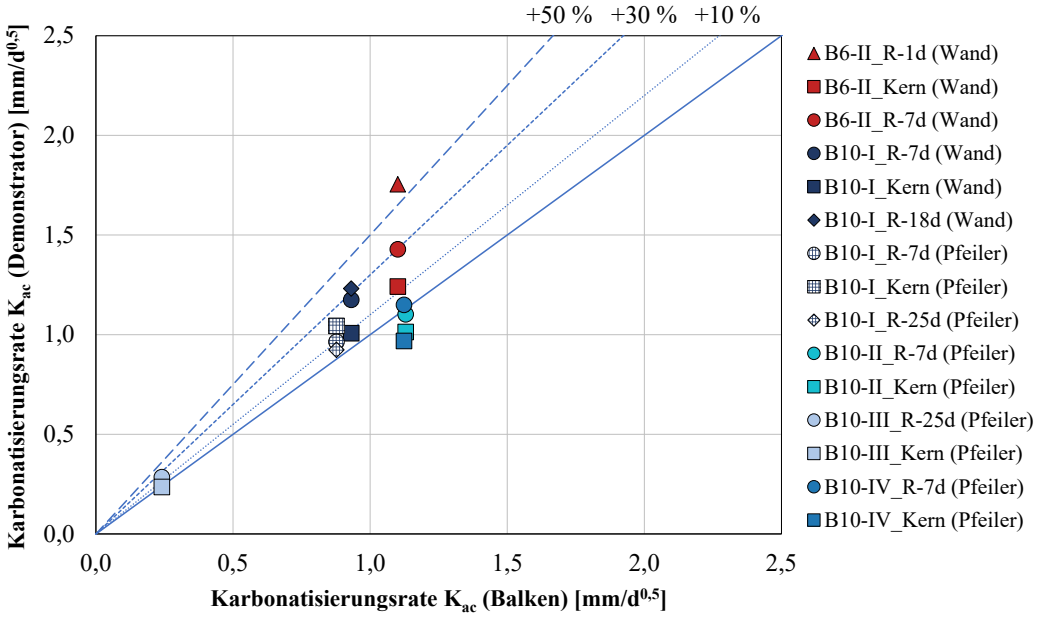


Abbildung 66: Gegenüberstellung der Karbonatisierungsrate K_{ac} zwischen separat hergestellten Proben und Bauteilproben (unterteilt in Kern- bzw. Randzone)

Wie aus Abbildung 66 hervorgeht, weisen die Bauteilproben der Demonstrator-Wände (B6-II und B10-I) eine durchweg höhere Karbonatisierungsrate K_{ac} im Vergleich zu den separat hergestellten Proben auf. So beträgt die Abweichung der Bauteilproben (mit Kern- bzw. Randzone) gegenüber den separat hergestellten Proben im Mittel 28 % und deutet damit auf einen deutlich geringeren Karbonatisierungswiderstand der Betone im Demonstrator-Bauteil hin. Diese quantifizierten Abweichungen decken sich mit den Erfahrungen von JACOBS et al. [187], bei denen die Karbonatisierungsrate der Bauteilproben im Schnitt 40 % höher war als jene der separat hergestellten Proben.

Insbesondere lässt sich auch der Einfluss der jeweiligen Nachbehandlungsdauer am Bauteil erkennen. So zeigt sich am Beispiel von Beton B6-II, speziell in der Randzone mit einer Nachbehandlung von nur einem Tag (R-1d), eine deutlich höhere Karbonatisierungsrate von 59 % im Vergleich zu den separat hergestellten Proben. Hingegen liegt die Karbonatisierungsrate der Bauteilproben bzw. der Randbetone mit einer Nachbehandlungsdauer von 7 Tagen (R-7d) etwa 30 % höher als bei den separat hergestellten Proben. Erwartungsgemäß ist bei einer geringeren Nachbehandlungsdauer des Betons mit einer beträchtlichen Reduzierung des Karbonatisierungswiderstands zu rechnen. Im Falle einer unzureichenden Nachbehandlung kann die für den vollständigen Hydratationsprozess erforderliche Wassermenge nicht sichergestellt werden, was folglich zu einem porösen Betongefüge führt und dadurch externe Medien wie CO_2 rascher eindringen können. Gerade bei dem Beton B6-II mit einem nachbehandlungsempfindlichen CEM III/A wirkt sich dieser Einfluss stärker aus.

Wird der Karbonatisierungswiderstand ausschließlich am Kernbeton betrachtet, so liegt die Karbonatisierungsrate der untersuchten Demonstrator-Wände im Schnitt 11 % höher als die der separat hergestellten Proben. Dies bedeutet, dass ohne jegliche Effekte der Nachbehandlung ein höherer Karbonatisierungswiderstand im Kernbereich erzielbar ist. Die Ursache dafür liegt darin, dass die Kapillarporosität in der Betonrandzone bei zu wenigen Nachbehandlungstagen deutlich höher ist als im Kernbeton (vgl. Kapitel 2.5.2.1). Darüber hinaus konnte bei den einzelnen Demonstrator-Pfeilern (B10-I, B10-II, B10-III und B10-IV) grundsätzlich eine geringere Abweichung der Karbonatisierungsraten gegenüber den separat hergestellten Proben festgestellt werden. Der Unterschied liegt im Mittel bei etwa 3 %, wobei im Einzelnen auch Abweichungen von bis zu 19 % (B10-I) zu verzeichnen sind. Zudem weisen die Bauteilproben von B10-II und B10-IV, besonders im geprüften Kernbereich, einen vergleichsweise besseren Karbonatisierungswiderstand auf als die separat hergestellten Proben. Dies ist auf die kompaktere Verdichtung im unteren Entnahmebereich des vertikalen Pfeilers sowie auf den fehlenden Effekt eines beeinflussenden Randbereichs zurückzuführen.

Nachfolgend werden in Abbildung 67 die Karbonatisierungsraten K_{ac} zwischen den separat hergestellten Proben und den Bauteilproben mit der „Lab“-Lagerung (unterteilt in Kern- oder Randzone) verglichen, um zusätzlich den Effekt der Lagerungsbedingungen zu eruieren. Im Falle einer „Lab“-Lagerung (ab dem 7. Tag des Betonalters bis zum Prüfzeitpunkt unter Wasser) liegt die Karbonatisierungsrate der Bauteilproben im Mittel nur 9 % höher als die der separat hergestellten Proben. Eine nassnachbehandelte Lagerung der Bauteilproben von B6-II und B10-I führt erwartungsgemäß zu einer Verbesserung des Karbonatisierungswiderstands. Ferner ist beim direkten Vergleich zwischen den beiden Lagerungsbedingungen der Bauteilproben („Lab“ oder Baustelle) ebenfalls ein signifikanter Einfluss auf den Karbonatisierungswiderstand erkennbar. Es zeigt sich, dass die Bauteilproben unter der „Lab“-Lagerung vergleichsweise niedrigere Karbonatisierungsraten aufweisen und somit einen besseren Karbonatisierungswiderstand erzielen. Eine wesentliche Verbesserung des Karbonatisierungswiderstands kann an den Karbonatisierungsraten der Bauteilproben bei einer Nachbehandlung von 7 Tagen (R-7d) mit einer Reduzierung von bis zu 17 % beobachtet werden.

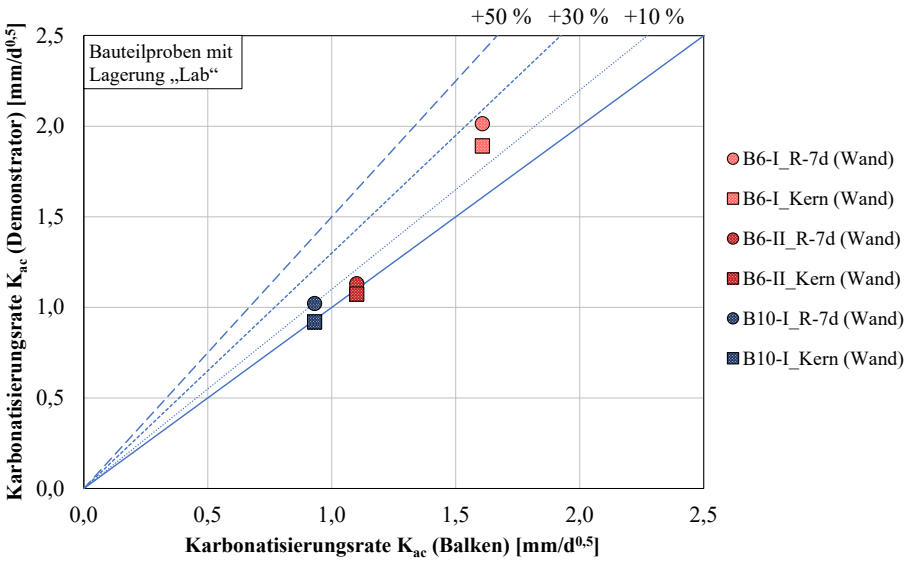


Abbildung 67: Gegenüberstellung der Karbonatisierungsrate K_{ac} zwischen separat hergestellten Proben und Bauteilproben mit Lagerung „Lab“ (unterteilt in Kern- bzw. Randzone)

5.3.3 Chloridmigrationskoeffizient

Im Folgenden werden die Abweichungen des Chloridmigrationskoeffizienten D_{RCM} zwischen den separat hergestellten Proben (Zylinderprüfkörper) und den Bauteilproben (unterteilt in Kern- oder Randzone mit variierender Nachbehandlungsdauer am Demonstrator) quantifiziert. Abbildung 68 zeigt die Gegenüberstellung dieser beiden Untersuchungsreihen zum Zeitpunkt eines Betonalters von 28 Tagen.

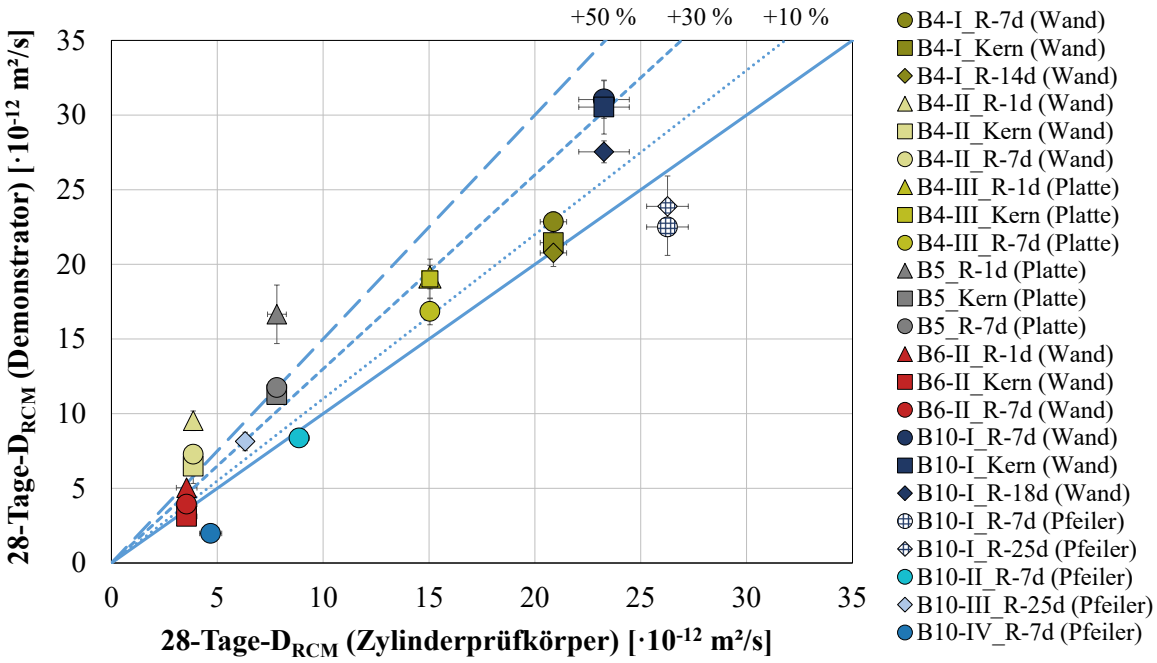


Abbildung 68: Gegenüberstellung des 28-Tage-Chloridmigrationskoeffizienten zwischen separat hergestellten Proben und Bauteilproben (unterteilt in Kern- bzw. Randzone)

Ähnlich zu den Ergebnissen der Karbonatisierungsrate (vgl. Kapitel 5.3.2) wird auch beim Chloridmigrationskoeffizienten ersichtlich, dass sich der Chlorideindringwiderstand der Demonstrator-Wände und Demonstrator-Platten erheblich von den separat hergestellten Proben unterscheidet. So zeigt sich bei allen untersuchten Bauteilproben (mit Kern- und Randzone) eine durchschnittliche Abweichung der D_{RCM}-Werte gegenüber den separat hergestellten Proben von etwa 39 %, was im Gesamtergebnis auf eine wesentlich schwächere Performance des Betons im Demonstrator-Bauteil hindeutet. Diese Ergebnisse stimmen weitgehend mit den bisherigen Erkenntnissen von JACOBS et al. [187] überein, bei denen die 28-Tage-Chloridmigrationskoeffizienten der Bauteilproben etwa 50 % höher ausfielen als die der separat hergestellten Proben. Diese bestehenden Abweichungen sind durch die verschiedenen Vorgänge bei der Herstellung, Verdichtung, Präparation usw. zu erklären. Außerdem ist zu berücksichtigen, dass die Betondauerhaftigkeit im Bauteil durch die vorherrschenden Erhärtungs- und Nachbehandlungbedingungen beeinflusst wird, während die separat hergestellten Proben i.d.R. standardisierten Bedingungen bei der Lagerung und Nachbehandlung unterliegen (vgl. Kapitel 2.6.1).

In Abhängigkeit von der Art des Demonstrator-Bauteils zeigen die geprüften Bauteilproben aus den Demonstrator-Wänden (B4-I, B4-II, B6-II und B10-I) im Schnitt einen um rd. 35 % höheren Chloridmigrationskoeffizienten als die separat hergestellten Proben, während bei den Demonstrator-Platten (B4-III und B5) der Chloridmigrationskoeffizient ca. 46 % höher ausfällt. Hingegen fallen bei den Bauteilproben aus den Demonstrator-Pfeilern (B10-I, B10-II, B10-III und B10-IV), welche stets aus dem unteren Pfeilerbereich stammen, die Chloridmigrationskoeffizienten im Mittel ca. 12 % niedriger als die der separat hergestellten Proben aus. Dies lässt sich u.a. auf die wesentlich kompaktere Verdichtung des unteren Entnahmebereichs am Demonstrator-Pfeiler (Höhe: 6 m) zurückführen. Wie erwartet, wird die Verdichtung der unteren Betonabschnitte von vertikalen Bauteilen durch den Frischbetondruck der darüber liegenden Schichten beeinflusst. Darüber hinaus sind bei den Platten die Abweichungen der Chloridmigrationskoeffizienten am größten. Aufgrund des hohen Anteils nicht geschalter Betonoberfläche bei Platten ist der Feuchtigkeitsverlust während der Hydratation deutlich größer als beispielsweise bei Wänden oder Pfeilern.

Ebenso wird der Einfluss der Nachbehandlung am Bauteil besonders deutlich, bei der eine kürzere Nachbehandlungsdauer zu einem höheren Chloridmigrationskoeffizienten und somit zu einem geringeren Chlorideindringwiderstand führt. Die nur für einen Tag lang nachbehandelten Bauteilproben (R-1d) weisen im Vergleich zu den separat hergestellten Proben einen im Durchschnitt 81 % höheren Chloridmigrationskoeffizienten auf. Besonders deutlich wird der Einfluss einer unzureichenden Nachbehandlung bei den langsam erhärtenden Betonen mit Hochofenzement (bspw. B4-II, B5 und B6-II). Solche latent-hydraulischen Zementsorten reagieren im Allgemeinen wesentlich langsamer und benötigen daher deutlich länger, bis sie einen adäquaten Hydratationsgrad erreichen. Im Falle eines zusätzlichen Wasserverlustes infolge einer nicht ausreichenden Nachbehandlung besteht daher das Risiko, dass diese Zemente in der Betonrandzone nur unzureichend reagieren können und folglich ein poröseres Gefüge aufweisen. Dementsprechend verbessert eine längere Nachbehandlungszeit erwartungsgemäß den Chlorideindringwiderstand der Bauteilproben, wie es bspw. im direkten Vergleich von B4-II_R-1d und B4-II_R-7d zu erkennen ist. Wird der Chloridmigrationskoeffizient ohne den Einfluss der Nachbehandlung in der Randzone betrachtet, d.h. ausschließlich am Kernbeton, so beträgt die Abweichung für die untersuchten Demonstrator-Wände im Schnitt 22 % und für die Demonstrator-Platten im Schnitt 39 % im Vergleich zu den separat hergestellten Proben. Dies bedeutet, dass ohne jegliche Effekte der Nachbehandlung ein höherer Chlorideindringwiderstand im Kernbereich möglich ist. Gerade bei den Betonen mit einem nachbehandlungsempfindlichen Hochofenzement wirkt sich dieser Einfluss nochmals stärker aus.

Um den Effekt der unterschiedlichen Lagerungsbedingungen zu ermitteln, wurden bei ausgewählten Betonen zusätzliche „Lab“-Bauteilproben im Betonalter von 7 Tagen aus den Demonstrator-Bauteilen entnommen und anschließend bis zum Prüftermin unter Wasser gelagert (vgl. Kapitel 3.3.5.3). Vor diesem Hintergrund werden in Abbildung 69 die Chloridmigrationskoeffizienten D_{RCM} zwischen den separat hergestellten Proben (Zylinderprüfkörper) und den Bauteilproben mit der „Lab“-Lagerung, unterteilt in Kern- oder Randzone (mit variierender Nachbehandlungsdauer am Demonstrator), im Betonalter von 28 Tagen verglichen.

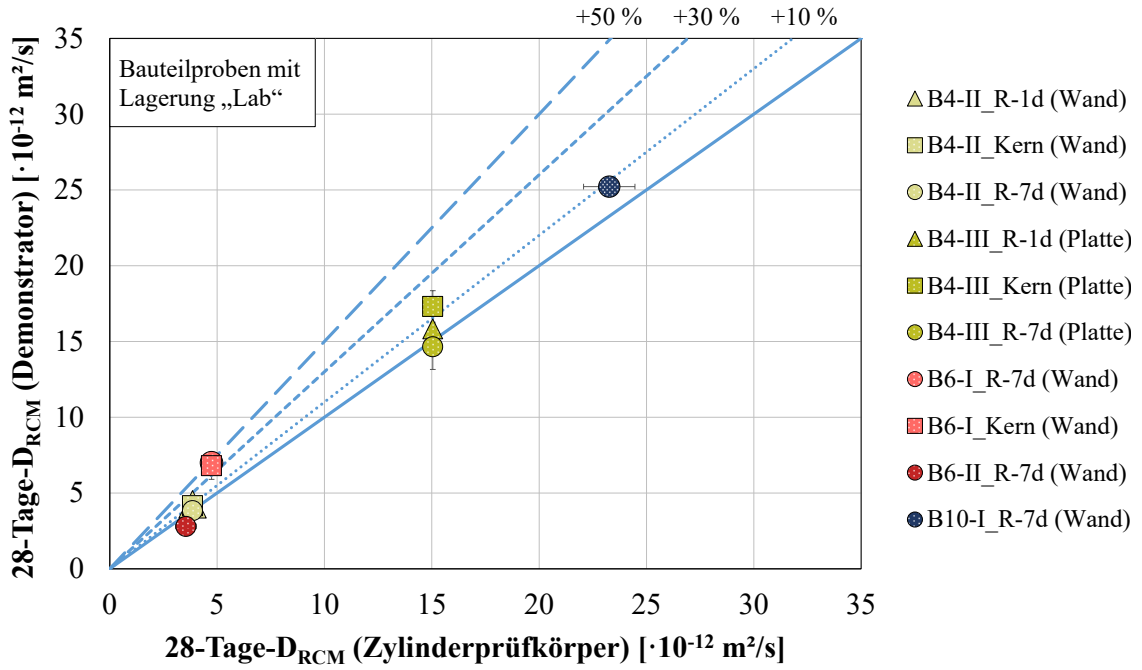


Abbildung 69: Gegenüberstellung des 28-Tage-Chloridmigrationskoeffizienten zwischen separat hergestellten Proben und Bauteilproben mit Lagerung „Lab“ (unterteilt in Kern- bzw. Randzone)

Es lässt sich erkennen, dass der Chloridmigrationskoeffizient D_{RCM} der Bauteilproben im Vergleich zu den separat hergestellten Proben erneut höher ausfällt. Beim Chloridmigrationskoeffizienten ergibt sich für die Bauteilproben mit der Lagerung „Lab“ eine mittlere Abweichung von rd. 11 %, wobei die größte Abweichung mit bis zu 49 % beim Beton B6-I zu beobachten ist.

Unter Berücksichtigung der Ergebnisse aus Abbildung 68 lassen sich bei den „Lab“-Bauteilproben erwartungsgemäß geringere Abweichungen im Vergleich zu den Bauteilproben unter Baustellenbedingungen feststellen. Eine ausreichende Feuchtigkeit während der „Lab“-Lagerung begünstigte den Verlauf der Hydratation, was zu einer höheren Dichtigkeit und erhöhten Dauerhaftigkeit der Bauteilproben führt. Während bspw. für den Beton B4-II der Chloridmigrationskoeffizient der Bauteilproben unter gelagerten Baustellenbedingungen (mit R-7d) bei rd. $7{,}3 \cdot 10^{-12}$ m²/s liegt, beträgt der Chloridmigrationskoeffizent der „Lab“-Bauteilproben (mit R-7d) bei ca. $3{,}8 \cdot 10^{-12}$ m²/s. Dies entspricht im direkten Vergleich eine Reduktion des Chloridmigrationskoeffizienten um etwa 52 %. Diese Beobachtung tritt erwartungsgemäß auch bei den übrigen untersuchten Betonen auf. Selbst bei den Bauteilproben mit 1 Tag Nachbehandlungsdauer (z.B. B4-II und B4-III) wird eine erhebliche Reduzierung des Chloridmigrationskoeffizienten um fast die Hälfte erzielt, was einer Verdopplung des Materialwiderstands gegenüber dem Eindringen von Chloriden entspricht.

Es ist jedoch zu berücksichtigen, dass diese ideale Lagerungsbedingung „Lab“ in der Praxis nicht realisierbar ist und der tatsächliche Chlorideindringwiderstand des eingebauten Betons daher unter realen vorherrschenden Baustellenbedingungen (vgl. Abbildung 68) niedriger ausfallen kann.

5.3.4 Spezifischer Elektrolytwiderstand

Nachfolgend werden in Abbildung 70 die gemessenen spez. Elektrolytwiderstandswerte zwischen den separat hergestellten Proben (Würfel) und den Bauteilen (Demonstrator) im Betonalter von 28 Tagen verglichen. Hierbei handelt es sich um Messungen direkt am Demonstrator-Bauteil (unbewehrter Bereich), wobei auch die verschiedenen Nachbehandlungsdauern zu berücksichtigen sind.

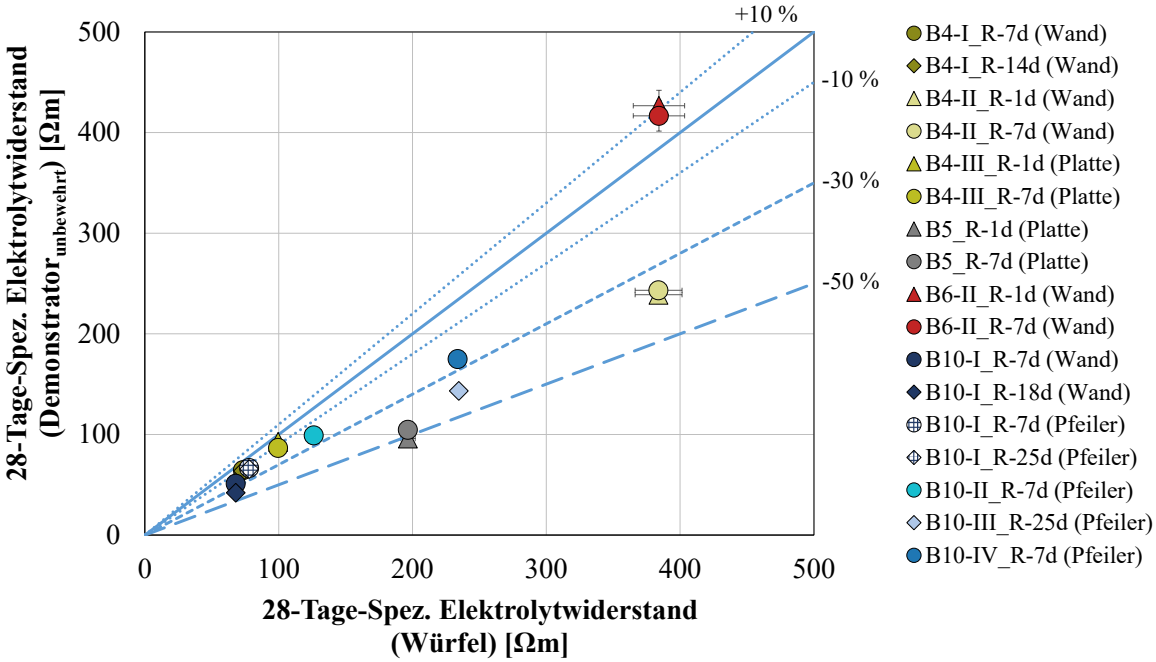


Abbildung 70: Gegenüberstellung des 28-Tage-Spez. Elektrolytwiderstands zwischen separat hergestellten Proben und Demonstrator-Bauteilen (unbewehrter Messbereich)

Wie zu erkennen ist, fallen die an den Demonstrator-Bauteilen gemessenen spez. Elektrolytwiderstände im Vergleich zu den separat hergestellten Proben – mit Ausnahme von B6-II – durchweg niedriger aus. So liegt der spez. Elektrolytwiderstand der Demonstrator-Wände (B4-I, B4-II und B10-I) im Mittel um 27 % niedriger, der Demonstrator-Platten (B4-III und B5) im Mittel um 30 % niedriger, und der Demonstrator-Pfeiler (B10-I bis B10-IV) im Mittel um 23 % niedriger. Hingegen sind an der Demonstrator-Wand des Betons B6-II durchschnittlich höhere spez. Elektrolytwiderstände gegenüber den separat hergestellten Proben von rd. 10 % zu verzeichnen. Im Hinblick auf die mit 1 Tag oder 7 Tagen nachbehandelten Betonbereiche lässt sich anhand der untersuchten Betone keine Tendenz bzw. nennenswerter Trend feststellen, da der gemessene spez. Elektrolytwiderstand zwischen beiden Nachbehandlungsdauern sowohl höher als auch niedriger ausfallen kann.

Die Messungen des spez. Elektrolytwiderstands an den separat hergestellten Proben erfolgten grundsätzlich unter konstanten Laborbedingungen. Demgegenüber wurden die Messungen an den Demonstrator-Bauteilen unter den vorherrschenden Temperaturen auf der Baustelle durchgeführt (nach ausreichender Befeuchtung der Bauteiloberfläche). Verschiedene Faktoren können jedoch die Messung des spez. Elektrolytwiderstands beeinflussen, dazu gehören u.a. die Temperatur und die Probengeometrie. Diese Einflüsse lassen sich bei den vorliegenden Ergebnissen vorerst nicht ausschließen.

Darüber hinaus müssen bei der spezifischen Elektrolytwiderstandsmessung mit der Wenner-Sonde weitere relevante Störeinflüsse einbezogen werden, darunter auch das Vorhandensein einer Bewehrung im Beton. Um das Ausmaß des Einflusses einer vorhandenen Stahlbewehrung auf die Messung des spezifischen Elektrolytwiderstands zu quantifizieren, werden in Abbildung 71 die Messergebnisse im unbewehrten und bewehrten Bereich der Demonstrator-Bauteile gegenübergestellt.

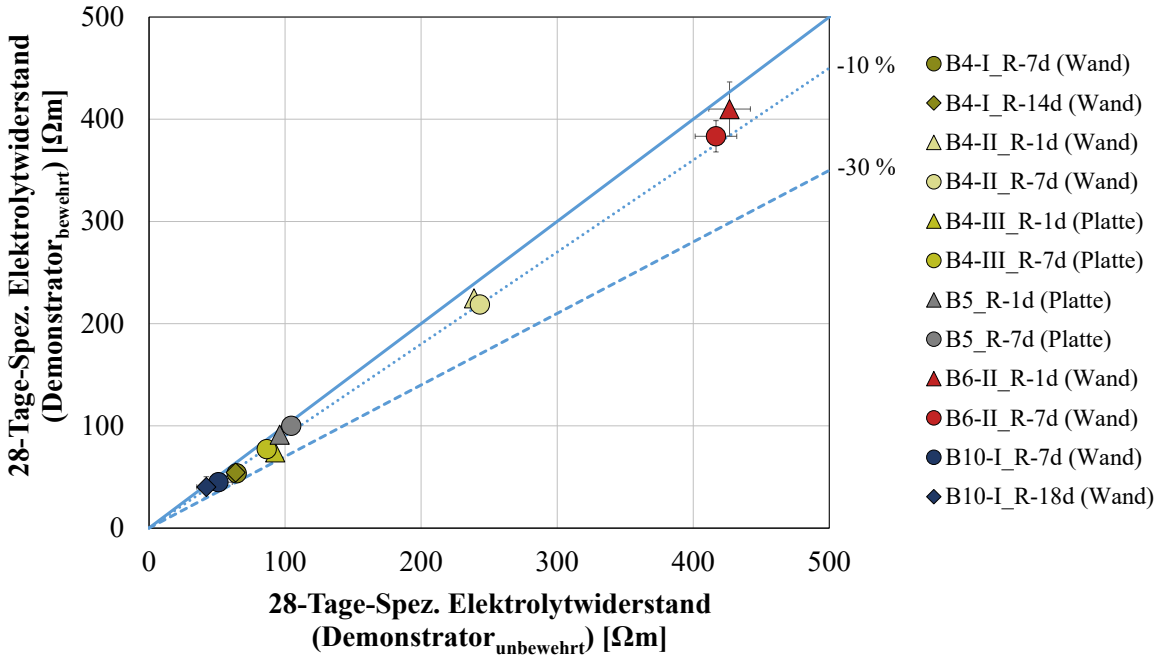


Abbildung 71: Gegenüberstellung des 28-Tage-Spez. Elektrolytwiderstands am Demonstrator-Bauteil, unterteilt zwischen unbewehrtem und bewehrtem Messbereich

Es zeigt sich, dass im vorliegenden Fall ein geringfügiger Unterschied des spez. Elektrolytwiderstands zwischen den unbewehrten und bewehrten Messbereichen besteht. So sind erwartungsgemäß im bewehrten Bereich durchweg niedrigere Werte für den spezifischen Elektrolytwiderstand zu beobachten. Dabei beträgt die Differenz zwischen den Messergebnissen im unbewehrten und im bewehrten Bereich durchschnittlich etwa 10 %. Im Einzelnen zeigen sich größere Unterschiede bei den Betonen B4-III mit ca. 22 % (R-1d) und B4-I mit ca. 19 % (R-7d).

Darüber hinaus kann kein signifikanter Unterschied in den gemessenen spez. Elektrolytwiderständen bei den Bauteilseiten mit unterschiedlicher Nachbehandlungsdauer (zwischen R-1d und R-7d) festgestellt werden. Hierbei lässt sich vorerst auch keine eindeutige Tendenz aus den verschiedenen Nachbehandlungsdauern ableiten. Dies könnte zum einen daran liegen, dass die Demonstrator-Bauteile mit der gleichen Betondeckung hergestellt sind wie die realen Bauwerke. Bei diesen Demonstrator-Bauteilen handelte es sich fast ausschließlich um Ingenieurbauwerke mit einer hohen Betondeckung (c_{min} > 50 mm). Zum anderen wurden die Demonstrator-Bauteile mit vergleichsweise geringerem Bewehrungsgrad errichtet, um die Bohrkernentnahme zu erleichtern. Von besonderem Interesse wäre daher, inwieweit die Stahlbewehrung bei Bauteilen mit stärkerem Bewehrungsgrad und/oder geringerer Betondeckung einen Einfluss auf die Messung des spez. Elektrolytwiderstands hat. Hierzu wären weitere Untersuchungen notwendig, um eine sichere Aussage treffen zu können.

5.3.5 Rückprallwert

In Abbildung 72 werden die gemessenen Rückprallwerte zwischen den separat hergestellten Proben (Würfel) und den Bauteilen (Demonstrator) zum Zeitpunkt eines Betonalters von 28 Tagen verglichen.

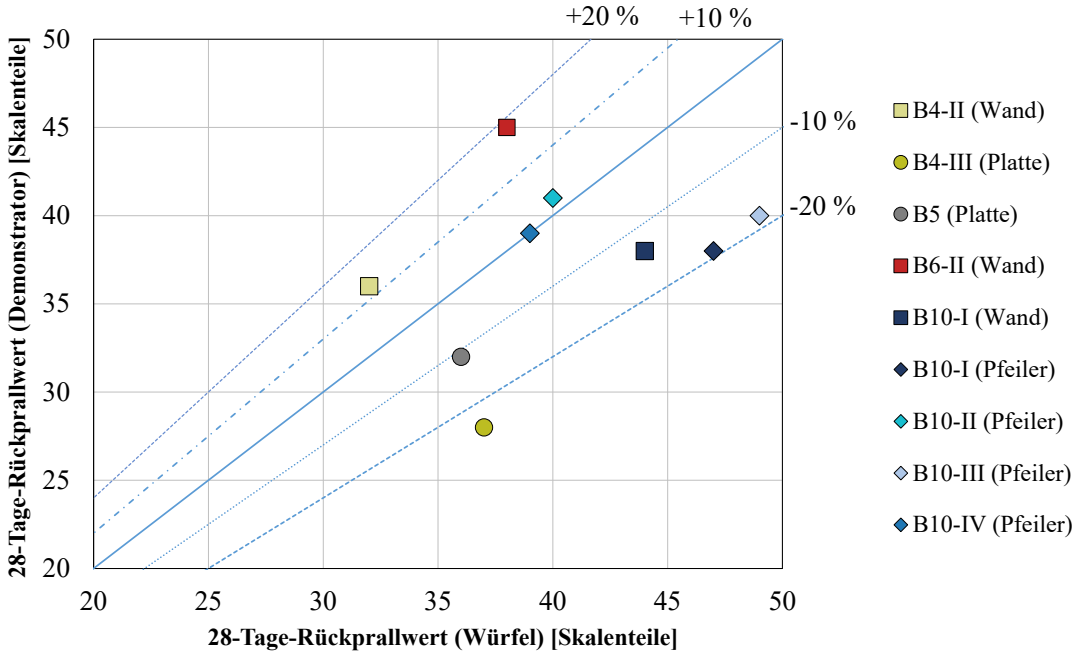


Abbildung 72: Gegenüberstellung des 28-Tage-Rückprallwerts zwischen separat hergestellten Proben und Demonstrator-Bauteilen

Die Ergebnisse verdeutlichen, dass die an den Demonstrator-Bauteilen gemessenen Rückprallwerte sowohl höher als auch niedriger gegenüber den separat hergestellten Proben ausfallen können. Auf der einen Seite liegt der gemessene 28-Tage-Rückprallwert am Demonstrator-Bauteil etwa 18 % (B6-II) bzw. 13 % (B4-II) höher als bei den separat hergestellten Proben. Auf der anderen Seite sind Rückprallwerte am Demonstrator-Bauteil zu verzeichnen, die im Vergleich zu den separat hergestellten Proben um bis zu 19 % (B10-I) oder 24 % (B4-III) niedriger ausfallen können. Die geringsten Abweichungen der gemessenen 28-Tage-Rückprallwerte sind allenfalls an den beiden Demonstrator-Pfeilern B10-II und B10-IV zu erkennen.

Hinsichtlich des Rückprallwerts lässt sich folglich aus den untersuchten Betonen keine klare Übertragbarkeit zwischen den separat hergestellten Proben und den Demonstrator-Bauteilen ableiten. Weiterhin lassen sich keinerlei zuordenbaren Einflüsse bspw. aus der Art des Bauteils (Wand, Platte oder Pfeiler) oder der verschiedenen Nachbehandlungsdauern folgern. In diesem Zusammenhang wären weitere umfangreiche Studien erforderlich, um eine klare Aussage zu den einzelnen Einflüssen treffen zu können.

Kapitel 6 | Fazit

6.1 Zusammenfassung

Die Dauerhaftigkeit von Beton- und Stahlbetonbauwerken wird gegenwärtig in den einschlägigen Regelwerken durch deskriptive Anforderungen sichergestellt. Dabei werden für die zugehörigen Expositionsklassen zum einen Grenzwerte für die Betonzusammensetzung (z.B. höchstzulässiger Wasserzementwert, Mindestzementgehalt, Mindestdruckfestigkeitsklasse) und zum anderen einzuhaltende Mindestbetondeckungen festgelegt. Dieser deskriptive Ansatz stößt jedoch an gewisse Grenzen, da die Anforderungen bisweilen auf empirischen Erfahrungen mit konventionellen Betonen beruhen. Zudem befindet sich die Betonproduktion aus Gründen der Nachhaltigkeit und Ressourceneffizienz in einem stetigen Wandel, bei dem zunehmend klinkerreduziertere Bindemittel eingesetzt werden. Weiterhin werden mit dieser deskriptiven Vorgehensweise die dauerhaftigkeitsrelevanten Betoneigenschaften (bspw. Karbonatisierungswiderstand, Chlorideindringwiderstand) nicht direkt erfasst. Vor diesen genannten Hintergründen soll die Dauerhaftigkeit von neuen Bauwerken künftig durch ein performance-basiertes Konzept zutreffender sichergestellt werden. Allerdings wird es in dem performance-basierten Konzept erforderlich sein, ähnlich wie bei der Überwachung der Betondruckfestigkeit, auch für die Dauerhaftigkeit des Betons entsprechende Konformitätsnachweise (im Transportbetonwerk) sowie An- und Abnahmenachweise (auf der Baustelle) festzulegen.

In diesem Zusammenhang sollte das in der Arbeit durchgeführte Untersuchungsprogramm im ersten Ansatz die Umsetzung des neuen leistungsbezogenen Konzepts in die Praxis unterstützen bzw. das dafür notwendige „Werkzeug“ bereitstellen. Ein Ziel war es, leistungsbezogene Bewertungsansätze aufzuzeigen, um die dauerhaftigkeitsrelevanten Betoneigenschaften zum Zeitpunkt der Lieferung und Annahme auf der Baustelle bzw. zum Zeitpunkt der Abnahme des Bauwerks entsprechend verifizieren zu können. Als weiteres Ziel waren die dauerhaftigkeitsrelevanten Eigenschaften des eingebauten Betons im Bauwerk bzw. im Bauteil anhand von separat hergestellten Proben zu quantifizieren. Insgesamt wurden mehr als 16 Betone unter Einbezug der dauerhaftigkeitsrelevanten Expositionsklassen XC und XD untersucht. Dabei sollten sich die Betone u.a. hinsichtlich der Druckfestigkeitsklasse und der Zementart unterscheiden sowie Bereiche aus dem Hoch-, Tief- und Ingenieurbau abdecken. Die Untersuchungen erfolgten somit ausschließlich an auf Baustellen gewonnenen Betonproben. Zur direkten Ermittlung der dauerhaftigkeitsrelevanten Betoneigenschaften wurden – neben der Druckfestigkeitsprüfung – die direkten Prüfverfahren (Karbonatisierungsrate, Chloridmigration) im Rahmen des Performance-Konzeptes angewendet. Parallel dazu wurden an den gleichen Betonen auch dauerhaftigkeitsrelevante Materialkennwerte mit Hilfe von Schnellprüfverfahren (Wenner-Sonde und Rückprallhammer) ermittelt. Um entsprechende Bewertungsansätze für die leistungsbezogenen An- bzw. Abnahmeprüfungen abzuleiten, wurden die Prüfverfahren hauptsächlich im Betonalter von 28 Tagen durchgeführt.

Die in der vorliegenden Arbeit erzielten Ergebnisse und Erkenntnisse werden nachfolgend durch die Beantwortung der aufgestellten Fragen aus Kapitel 1.2 zusammengefasst.

1. *Können die dauerhaftigkeitsrelevanten Eigenschaften des Betons mit ausreichender Zuverlässigkeit und Reproduzierbarkeit über die einschlägigen Prüfverfahren nachgewiesen werden?*

Zur leistungsbezogenen Bewertung der dauerhaftigkeitsrelevanten Betoneigenschaften stehen eine Vielzahl normativer und pränormativer Prüfverfahren zur Verfügung, welche z.B. zur Ermittlung des Karbonatisierungs- oder des Chlorideindringwiderstands herangezogen werden können. Entsprechende leistungsbezogene Prüfverfahren sind bspw. Karbonatisierungsversuche, sowohl unter natürlichen Prüfbedingungen (s. Kapitel 2.3.3.1) als auch unter beschleunigten Prüfbedingungen (s. Kapitel 2.3.3.2), und Chloridmigrationsversuche (s. Kapitel 2.4.3.2). Gleichzeitig können an den Betonen auch dauerhaftigkeitsrelevante Materialkennwerte mit indirekten Schnellprüfverfahren (Wenner-Sonde, s. Kapitel 2.4.4.1 und Rückprallhammer, s. Kapitel 2.3.4.2) ermittelt werden. Um daraus leistungsbezogene Ansätze für die An- bzw. Abnahmeprüfungen abzuleiten, galt insbesondere die Anwendbarkeit und Reproduzierbarkeit dieser Prüfverfahren anhand der auf den Baustellen entnommenen Betonproben nachzuweisen.

Je nach Baustelle, fand die Probennahme an bis zu drei verschiedenen Lieferchargen und zu unterschiedlichen Betonierterminen statt, um mögliche Variationen in der Betonzusammensetzung und die daraus resultierende Streuung der Betoneigenschaften zu erfassen. Innerhalb der vorliegenden Untersuchungen hatte sich gezeigt, dass die durchgeführten Prüfverfahren an den hergestellten Betonproben ein hohes Maß an Reproduzierbarkeit und Zuverlässigkeit aufwiesen. Demnach lag innerhalb der untersuchten Betone die Chargendifferenz zwischen den niedrigsten und den höchsten Ergebnissen je nach Prüfverfahren im Mittel bei 8 % für die Druckfestigkeit, im Mittel bei 11 % für die Karbonatisierungsrate K_c (0,05 Vol.-% CO_2), im Mittel bei 9,5 % für die Karbonatisierungsrate K_{ac} (3,0 Vol.-% CO_2), im Mittel bei 17 % für den Chloridmigrationskoeffizienten und im Mittel bei 12 % für den spez. Elektrolytwiderstand. Zusammenfassend lässt dies auf eine relativ geringe Streuung und damit gleichmäßig gesicherte Betoneigenschaften der einzelnen Betonchargen schließen, auch unter Berücksichtigung der praxisrelevanten Bedingungen auf den jeweiligen Baustellen.

Dennoch bestehen bei der Anwendung dieser Prüfverfahren einige Herausforderungen, welche sowohl die Messgenauigkeit als auch die Vergleichbarkeit der Ergebnisse beeinflussen können. Die Zuverlässigkeit der Prüfverfahren hängt demnach auch stark von der Homogenität des auf der Baustelle entnommenen Betons ab. Transport- bzw. Baustellenbetone weisen im Vergleich zu Laborbetonen i.d.R. eine größere Variabilität in ihren Eigenschaften auf, bedingt durch Unterschiede in der Mischung, Verarbeitung, Verdichtung und Nachbehandlung. Diese Variabilität kann die Ergebnisse der Prüfungen beeinflussen und folglich die Aussagekraft einschränken. Jedoch konnte innerhalb der Untersuchungen gezeigt werden, dass durch eine sorgfältige Probenahme und standardisierte Prüfmethoden diese Einflüsse kontrollierbar sind. Es lässt sich somit folgern, dass die einschlägigen Prüfverfahren zur leistungsbezogenen Bewertung der dauerhaftigkeitsrelevanten Eigenschaften des Betons, die auf verschiedenen Baustellen entnommen wurden, mit ausreichender Zuverlässigkeit und Reproduzierbarkeit erbracht werden können. Voraussetzung hierfür ist jedoch eine sorgfältige Probenahme, die Berücksichtigung der vorherrschenden Umgebungsbedingungen sowie die Einhaltung standardisierter Prüfbedingungen.

2. *Kann der Karbonatisierungswiderstand des Betons hinreichend genau anhand der Druckfestigkeit bewertet werden? Welche Abhängigkeiten (Zementart, w/z-Wert usw.) sind dabei zu berücksichtigen?*

Als indirekter Indikator für den Karbonatisierungswiderstand wird zumeist auch die Druckfestigkeit des Betons herangezogen, welche im Vergleich zu anderen Betoneigenschaften ohnehin immer untersucht wird. Hierzu wurde aus vergangenenen Untersuchungen festgestellt, dass ein Zusammenhang zwischen der Druckfestigkeit und der Karbonatisierung für Betone besteht, sofern diese die gleiche Zementart beinhalten (vgl. Kapitel 2.3.4.2).

Die in dieser Arbeit erzielten Untersuchungsergebnisse zeigten ebenfalls einen Zusammenhang zwischen dem Karbonatisierungswiderstand und der Druckfestigkeit. Mit zunehmender Druckfestigkeit nahm die Karbonatisierungsrate ab bzw. der Karbonatisierungswiderstand zu. Höhere Druckfestigkeiten sind i.d.R. mit einer dichteren Mikrostruktur bzw. Porositätsabnahme des Betons verbunden, was die Diffusion von CO_2 verlangsamt und somit den Karbonatisierungsfortschritt reduziert. Dieser Trend kann jedoch aufgrund der Abhängigkeit der Zementart nicht als allgemeingültiger Zusammenhang für verschiedene Betonsorten bestätigt werden. Betone mit klinkerreichen Zementarten wiesen einen höheren Karbonatisierungswiderstand als Betone mit Zusatzstoffen wie Hüttensand auf. Hier spielte auch der w/z-Wert bzw. w/b-Wert eine wichtige Rolle. Beim Vergleich von karbonatisierten Betonen mit verschiedenen Zementarten ist demzufolge eine Abhängigkeit zur Druckfestigkeit nicht mehr eindeutig gegeben.

Darüber hinaus wiesen verschiedene Chargen einer Betonsorte vergleichbare Karbonatisierungswiderstände und Druckfestigkeiten auf. Dies bedeutet, dass große Unterschiede in der Druckfestigkeit bei der An- oder Abnahmeprüfung wichtige Erkenntnisse über den zu erwartenden Karbonatisierungswiderstand des geprüften Betons liefern können. Ist bspw. die Betondruckfestigkeit bei der Annahmeprüfung deutlich geringer als bei der Erstprüfung, so ist auch zu erwarten, dass dessen Karbonatisierungswiderstand bei der Annahmeprüfung geringer ausfällt als bei der Erstprüfung. Dies kann durch eine direkte Performance-Prüfung an separat hergestellten Proben (Annahmeprüfung) oder an aus dem Bauwerk entnommenen Bohrkernen (Abnahmeprüfung) überprüft werden. In Bezug zu den Rückprallmessungen wurde ebenso festgestellt, dass mit steigendem Rückprallwert eine Verringerung der Karbonatisierungsrate der geprüften Betone einhergeht. Die Rückprallmessung zeigte somit Potenzial, um indirekte Rückschlüsse auf den Karbonatisierungswiderstand ziehen zu können. So könnte das Schnellprüfverfahren womöglich als Vergleichsprüfung zwischen der Erstprüfung und der Annahmeprüfung eines konkreten Betons (mit identischer Zusammensetzung) dienen. Fällt der Rückprallwert bei der Annahmeprüfung deutlich niedriger als bei der Erstprüfung aus, so ist ein geringerer Karbonatisierungswiderstand des Betons bei der Annahmeprüfung zu erwarten. Jedoch stellte sich – wie bei der Druckfestigkeit – eine starke Bindemittelabhängigkeit der Betone heraus, sodass an einer allgemeingültigen Korrelation nicht festgehalten werden sollte. Zwischen den Karbonatisierungsverfahren unter natürlichen bzw. beschleunigten Prüfbedingungen wurde zudem eine funktionale Beziehung festgestellt, wodurch eine erhebliche Verkürzung der Prüfzeit des Karbonatisierungswiderstands – bei gleicher Aussagekraft – erreicht werden kann.

3. *Kann der Chloridmigrationswiderstand des Betons hinreichend genau anhand des spezifischen Elektrolytwiderstands bewertet werden? Welche Abhängigkeiten (Zementart, w/z-Wert usw.) sind dabei zu berücksichtigen?*

Einen Aufschluss über den Widerstand von Beton gegenüber Chlorideindringen wird u.a. durch den Chloridmigrationskoeffizienten geliefert. Da allerdings die direkte Prüfung des Chloridmigrationskoeffizienten zeitaufwendig und deshalb für den Einsatz auf der Baustelle nur bedingt geeignet ist, sind indirekte Rückschlüsse durch den Einbezug von Schnellprüfverfahren notwendig. Einen ersten Anhaltspunkt für den Chloridmigrationswiderstand ergibt sich aus der Messung des spez. Elektrolytwiderstands mittels der Wenner-Sonde. So wurde in vorangegangenen Untersuchungen eine funktionale Beziehung zwischen dem Chloridmigrationskoeffizienten und dem spez. Elektrolytwiderstand von Laborbetonen mit verschiedenen Zementsorten nachgewiesen (vgl. Kapitel 2.4.4.1).

Dieser Zusammenhang konnte mit den vorliegenden Untersuchungsergebnissen, welche sowohl die separat hergestellten Proben als auch die Demonstrator-Bauteile berücksichtigt, ebenso bestätigt werden. Wie bereits allgemein bekannt ist, hatte auch die Zementart einen erheblichen Einfluss auf den Chlorideindringwiderstand der untersuchten Betonproben. Betone mit Portlandzement bzw. Portlandkalksteinzement verzeichneten die höchsten Chloridmigrationskoeffizienten und somit die geringsten Widerstände gegenüber Chloriden. Im Gegensatz dazu zeigten Betone mit einem Anteil an Hochofenzement die niedrigsten Chloridmigrationskoeffizienten und somit erwartungsgemäß die größten Chlorideindringwiderstände auf. Diese bindemittelabhängigen Beobachtungen werden in der Korrelation durch eine invertierte Abhängigkeit berücksichtigt, in der jegliche Betone mit geringeren spez. Elektrolytwiderständen tendenziell die höchsten Chloridmigrationskoeffizienten aufweisen, während höhere spez. Elektrolytwiderstandswerte mit niedrigeren Chloridmigrationskoeffizienten einhergehen. Ferner sollte für eine konstante Messgenauigkeit der Wenner-Sonde bei den Demonstrator-Bauteilen ein angestrebter Standardabweichungswert von weniger als 100 Ωm herangezogen werden, um belastbare spez. Elektrolytwiderstandswerte zu erhalten. Dabei ist zudem zu berücksichtigen, dass temperatur- und geometrieabhängige Einflüsse sowie eine ausreichende Befeuchtung des Bauteils während der Messung relevant sein können.

Des Weiteren eignet sich die Messmethodik dank einer schnellen und einfachen Handhabung der Wenner-Sonde besonders für eine fortlaufende Überwachung auf der Baustelle. Als Referenz wurde dieses indirekte Schnellprüfverfahren bereits bei der damaligen Errichtung des Westerschelde-Tunnels eingesetzt, wodurch Rückschlüsse auf den Chloridmigrationswiderstand der verbauten Betone gewonnen werden konnten. Es ist somit naheliegend, dass die Wenner-Sonde künftig als baustellentaugliche An- und Abnahmeprüfung zur indirekten Bestimmung des Chloridmigrationswiderstands herangezogen werden könnte. Diesbezüglich lässt sich vorab in individuellen Erstprüfungen am Beton eine konkrete Korrelationskurve zwischen den beiden Kennwerten bestimmen. Anhand der sich bestätigenden Korrelation könnten für den spezifischen Elektrolytwiderstand bspw. ein stets zu überprüfender 5-%-Fraktilwert sowie eine absolute Untergrenze für jeden Einzelwert (1-%-Fraktil) als dauerhaftigkeitsrelevantes Kriterium bei der Überwachung festgelegt werden, wie es erstmals im Projekt des Westerschelde-Tunnels (Kapitel 2.4.4.1) vorgenommen wurde.

4. *Wie korrelieren die Ergebnisse der einschlägigen Prüfungen an aus dem Bauwerk entnommenen Proben mit jenen an separat hergestellten, normgelagerten Proben? Welche Einflüsse lassen sich daraus bezüglich des Betoneinbaus und der Nachbehandlung ableiten?*

Vergangene Forschungsarbeiten hatten bereits gezeigt, dass die am Bauwerk erzielten Betoneigenschaften von denen der separat hergestellten Proben erheblich abweichen können (vgl. Kapitel 2.6). Während dies bei der Betondruckfestigkeit bislang bekannt und auch normativ geregelt ist, sind die Abweichungen bei den dauerhaftigkeitsrelevanten Eigenschaften nicht hinreichend quantifiziert, zumal verschiedene Randbedingungen – insbesondere die Nachbehandlung des Betons – eine zentrale Rolle spielen. Diese vorhandenen Abweichungen zwischen den separat hergestellten Proben und den Bauteilproben wurden daher in den Untersuchungen dieser Arbeit ermittelt (Kapitel 5.3).

Die Druckfestigkeit der von den Demonstrator-Wänden und Demonstrator-Platten entnommenen Bauteilproben fiel bis zu 20 % niedriger aus als die der separat hergestellten Proben. Allerdings lag die Bohrkerndruckfestigkeit bei einigen Demonstratoren um bis zu 10 % höher als bei den separat hergestellten Proben. Eine wesentliche Einflussgröße stellte u.a. auch die Bauteilart dar. Dies zeigte sich entsprechend bei den Demonstrator-Pfeilern, in der die Druckfestigkeit im unteren Pfeilerbereich aufgrund der kompakteren Verdichtungsbedingungen grundsätzlich höher (im Schnitt 27 %) ausfiel. Somit variierte das Druckfestigkeitsverhältnis zwischen den Bauteilproben und den separat hergestellten Proben insgesamt in einem Bereich von 0,80 bis 1,27.

Bezüglich des Karbonatisierungswiderstands zeigte sich bei ausgewählten Demonstrator-Wänden, dass die Bauteilproben durchweg eine höhere Karbonatisierungsrate aufwiesen als die separat hergestellten Proben. Bei Versuchen unter beschleunigten Prüfbedingungen (3,0 Vol.-% CO_2) wiesen die Bauteilproben, in der die Kern- bzw. Randzone geprüft wurden, im Mittel eine um 28 % höhere Karbonatisierungsrate auf. Erwartungsgemäß war bei einer Nachbehandlungsdauer von nur 1 Tag eine deutlich höhere Abweichung der Karbonatisierungsrate von etwa 59 % zu verzeichnen. Wurde hingegen die Karbonatisierungsrate am Kernbeton der Bauteilproben betrachtet, d.h. unabhängig von der Randzone bzw. der Nachbehandlung des Betons, lag dieser im Schnitt ca. 11 % höher als die separat hergestellten Proben. Demzufolge spielte die Nachbehandlungsdauer in der Betonrandzone des Bauteils eine wesentliche Rolle für die Karbonatisierungsergebnisse.

Auch bei den Ergebnissen des Chloridmigrationskoeffizienten zeigten die Bauteilproben eine durchschnittliche Abweichung von mehr als 39 % gegenüber den separat hergestellten Proben, was auf einen geringeren Chlorideindringwiderstand der Betone im Demonstrator-Bauteil hindeutete. Dabei spielte wiederum der Einfluss der Nachbehandlungsdauer am Bauteil eine zentrale Rolle. Während die Bauteilproben im Kernbereich etwa 39 % höhere Chloridmigrationskoeffizienten im Vergleich zu den separat hergestellten Proben aufwiesen, lagen die Bauteilproben mit nur 1 Tag Nachbehandlungsdauer nahezu 81 % höher. Bezüglich der indirekten Schnellprüfverfahren (spez. Elektrolytwiderstand und Rückprallwert) konnten an den Demonstrator-Bauteilen keine eindeutigen Tendenzen gegenüber den separat hergestellten Proben festgehalten werden (sowohl höhere als auch niedrigere Abweichungen), sodass hierzu noch weitere Untersuchungen erforderlich wären.

5. *Lassen sich leistungsbezogene An- und Abnahmeprüfungen durch Kopplung der (Schnell-)Prüfverfahren als Dauerhaftigkeitsnachweis mit zuverlässiger Anwendbarkeit und Ausführungsgeschwindigkeit für die Praxis ableiten?*

Um die Dauerhaftigkeit des Betons auf der Baustelle fortwährend sicherstellen zu können, wird es im Rahmen der Qualitätssicherung notwendig sein, die dauerhaftigkeitsrelevanten Eigenschaften hinsichtlich Chlorideindring-, Karbonatisierungswiderstand usw. kontinuierlich zu überwachen (vergleichbar mit der Überwachung der Betondruckfestigkeit). Das Performance-Konzept sieht zur Erfassung der dauerhaftigkeitsrelevanten Parameter am Beton (Karbonatisierungsrate, Chloridmigrationskoeffizient usw.) die Kopplung von direkten Performance-Prüfverfahren vor, welche allerdings bei Betrachtung der Durchführung mit einem vergleichsweise hohen Laboraufwand verbunden sind. Als alleiniges Instrument würden diese direkten Prüfverfahren den Rahmen einer konventionellen Überwachung auf der Baustelle überschreiten. Angesichts des mit jeder weiteren Prüfung einhergehenden Aufwandes ist es zumal nur vorteilhaft, sowohl die zusätzlichen Prüfkosten als auch Prüfzeiten auf der Baustelle auf ein absolut notwendiges Maß zu begrenzen. Um die dauerhaftigkeitsrelevanten Betoneigenschaften auf der Baustelle dennoch zuverlässig und präzise bewerten zu können, sind indirekte Schnellprüfverfahren einzubeziehen.

Indirekte Schnellprüfverfahren, wie die Messung des spez. Elektrolytwiderstands (mittels Wenner-Sonde), ermöglichen eine zügige und baustellengerechte Überwachung der Betoneigenschaften. Diese Verfahren können in engeren Zeitabständen durchgeführt werden, um u.a. auch Schwankungen in den Eigenschaften des einzubauenden Betons frühzeitig zu erkennen. Dabei dienen diese indirekten Schnellprüfverfahren nicht als Ersatz, sondern als Ergänzung zu den direkten Performance-Prüfverfahren. So könnte ein Schnellprüfverfahren als Vergleichsprüfung zwischen der Erstprüfung und der An- bzw. Abnahmeprüfung eines konkreten Betons (mit identischer Zusammensetzung) herangezogen werden. Durch einen entsprechenden Identitätsnachweis sollten dann die Abweichungen von den Bezugswerten gegenüber der in der Erstprüfung ermittelten Werte nicht mehr als -20 % betragen, um die avisierten Eigenschaften des Betons sicherzustellen. Sollten im späteren Fall dennoch auffällige Messergebnisse oder Zweifel an den Betoneigenschaften auftreten, so kann eine Validierung des Betons im bereits eingebauten Bauwerkszustand durch weitere Prüfungen vorgenommen werden. Hierfür kann z.B. die Wenner-Sonde benutzt werden, um zunächst auffällige Bereiche am Bauwerk (solche mit einem vergleichsweise geringeren spez. Elektrolytwiderstand gegenüber den Werten aus der Erstprüfung) zu detektieren und damit eine zielgerichtete Auswahl der Bohrkernentnahme am Bauteil zu lokalisieren. Anschließend kann der Chlorideindringwiderstand des eingebauten Betons an entnommenen Bohrkernen direkt nachgewiesen werden. Dabei ist jedoch zu beachten, dass eine Bohrkernentnahme nur in Zweifelsfällen angeordnet werden sollte, um das optische Erscheinungsbild des errichteten Bauwerks nicht zu beeinträchtigen.

Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass eine umfassende Überwachung der dauerhaftigkeitsrelevanten Betoneigenschaften auf der Baustelle eine große Herausforderung darstellen wird, die nur durch eine Kombination aus direkten und indirekten Prüfverfahren bewerkstelligt werden kann.

6.2 Ausblick

Mit dem künftigen performance-basierten Konzept wird in der Baupraxis eine Umstellung bei der Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Beton- und Stahlbetonbauwerken einhergehen. Die im Rahmen dieser Arbeit erzielten Ergebnisse können im ersten Ansatz für eine erfolgsorientierte Umsetzung der neuen leistungsbezogenen Vorgehensweise dienen. Weiterhin können die gewonnenen Erkenntnisse als Grundlage zur Optimierung von künftigen Forschungsaktivitäten genutzt werden.

Gegenstand der vorliegenden Arbeit war ein experimenteller Forschungsschwerpunkt, bei dem es um die Untersuchung des Materialwiderstands von Betonen gegenüber Karbonatisierung (bis XC4) und Chlorideindringung (bis XD3) ging. Die daraus abgeleiteten Untersuchungserkenntnisse könnten künftig in die nächste Generation der nationalen ERC-Richtlinie [24] des DAfStb einfließen, welche zunächst nur für eine Auswahl an Expositionsklassen (XC1 bis XC4 und XD1/XS1) gilt.

Während für die Fälle der Karbonatisierung (XC) und der Chlorideindringung (XD/XS) erste leistungsbezogene Bewertungsansätze zur An- bzw. Abnahmeprüfung in der Praxis abgeleitet werden konnten, fehlen noch entsprechende Ansätze für den Fall einer Frost- bzw. Frost-Tausalz-Beanspruchung (XF). Dafür müssten zunächst Transportbetone auf deren Frostwiderstand mit geeigneten Performance- und Schnellprüfverfahren untersucht werden. Hierzu wären insbesondere Transportbetone aus dem Verkehrs- und Wasserbau von zentraler Bedeutung.

Zur Bewertung der Betoneigenschaften im Bauwerk bzw. im Bauteil müssen nochmals verschiedene Randbedingungen im Zuge einer Parameterstudie systematisch eruiert werden. Nennenswerte Einflussparameter wären sowohl die vorherrschenden Temperaturen als auch die verschiedenen Bauteilgeometrien. Darüber hinaus sollte der Zusammenhang zwischen der Karbonatisierungsrate und dem Rückprallwert mit neuen Prüfansätzen tiefergehend überprüft werden. Hinzukommend könnten noch andere Prüfmethoden ausgewählt werden, um die Dauerhaftigkeit des Betons zu untersuchen. Für eine indirekte Bewertung des Karbonatisierungswiderstands von Beton stellt bspw. die zerstörungsfreie Permeabilitätsmessung ein geeignetes Instrument dar.

Ein weiterer Aspekt, der für die Dauerhaftigkeit des Betons von Interesse ist, ergibt sich aus der Tatsache, dass die genannten Einwirkungen (Karbonatisierung, Chlorideindringen, Frostangriff) in der Praxis oftmals in Kombination auftreten können. Aus diesem Grund sind weitere Forschungsarbeiten, wie z.B. die Entwicklung von multifunktionalen Performance-Prüfverfahren notwendig, um die Dauerhaftigkeit des Betons unter simultanen bzw. kombinierten Angriffsarten beurteilen zu können. Insbesondere bei Bauwerken bzw. bei Bauteilen mit besonders anspruchsvollen Forderungen (bspw. Brückenkappen) wären solche Untersuchungen von entscheidender Bedeutung.

Vor diesen genannten Hintergründen kann abschließend festgehalten werden, dass nach wie vor ein umfangreicher Forschungsbedarf auf dem Gebiet der Betondauerhaftigkeit, insbesondere in Verbindung mit dem kommenden Performance-Konzept zur Sicherstellung der Bauwerke, besteht. Die im Rahmen dieser Arbeit gewonnenen Erkenntnisse stellen einen signifikanten Beitrag bzw. Mehrwert für die „leistungsbezogene Bewertung der Dauerhaftigkeit von Beton in der Praxis“ dar.

Literaturverzeichnis

[1] DIN EN 1990 (2021): *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010.* Beuth Verlag GmbH, Berlin.

[2] DIN EN 206 (2021): *Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206:2013+A2:2021.* Beuth Verlag GmbH, Berlin.

[3] DIN 1045-2 (2023): *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton.* Beuth Verlag GmbH, Berlin.

[4] DIN EN 1992-1-1 (2011): *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010.* Beuth Verlag GmbH, Berlin.

[5] Gehlen, C.; Schießl, P.; Schießl-Pecka, A. (2008): *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, Heft 12, S. 840-851.

[6] Wiens, U. (2009): *Einstufung von Bauteilen in Expositionsklassen.* Dauerhafter Beton – Grundlagen, Planung und Ausführung bei Frost- und Frost-Taumittel-Beanspruchung: 6. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung Universität Karlsruhe (TH), 12.03.2009.

[7] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V. (2008): *Positionspapier des DAfStb zur Umsetzung des Konzepts von leistungsbezogenen Entwurfsverfahren unter Berücksichtigung von DIN EN 206-1, Anhang J.* Beton- und Stahlbetonbau, Heft 12, S. 837-839.

[8] Dehn, F. (2018): *Bemessungsrelevante Kennwerte zukünftiger Betone und deren Abbildung in Regelwerken.* In: Betone der Zukunft - Herausforderungen und Chancen: 14. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), 21.03.2018.

[9] Bunte, D. (1994): *Zum karbonatisierungsbedingten Verlust der Dauerhaftigkeit von Außenbauteilen aus Stahlbeton.* Dissertation, TU Braunschweig.

[10] Gehlen, C. (2000): *Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken - Zuverlässigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion.* Dissertation, RWTH Aachen, DAfStb-Heft 510, Beuth Verlag GmbH, Berlin.

[11] DIN EN 1992-1-1 (2021): *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Regeln – Regeln für Hochbauten, Brücken und Ingenieurbauwerke; Deutsche und Englische Fassung prEN 1992-1-1:2021.* Beuth Verlag GmbH, Berlin.

[12] Gehlen, C.; Mayer, T. F.; Schießl-Pecka, A. (2020): *Schutz und Instandsetzung von Betonbauten, Dauerhaftigkeitsbemessung.* In: Zilch, K.; Diederichs, C. J. et al. (Hrsg.) Handbuch für Bauingenieure, Springer Fachmedien, Wiesbaden, S. 1-32.

[13] Dehn, F.; Wiens, U. (2022): *Beton.* In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F. et al. (Hrsg.) Nachhaltigkeit, Digitalisierung, Instandhaltung, Beton-Kalender 2022, Ernst & Sohn, Berlin, S. 1-172.

[14] Breitenbücher, R. (2014): *Die neue EN 206 - Auswirkungen auf die Anwendung in Deutschland.* beton 03|2014, S. 68-71.

[15] Fédération internationale du béton (2015): *Benchmarking of deemed-to-satisfy provisions in standards: Durability of reinforced concrete structures exposed to chlorides.* State-of-the-art report / fib Bulletin 76, Lausanne, Switzerland.

[16] Gehlen, C.; Greve-Dierfeld, S. von (2013): *Lebensdauer von Stahlbetonbauteilen – Empfehlungen für eine modifizierte deskriptive Bemessung.* In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F. et al. (Hrsg.) Lebensdauer und Instandsetzung - Brandschutz, Beton-Kalender 2013, Ernst & Sohn, Berlin, S. 223-270.

[17] Greve-Dierfeld, S. von; Gehlen, C. (2016): *Performance based durability design, carbonation part 1 – Benchmarking of European present design rules.* Structural Concrete, Vol. 17, Iss. 3, pp. 309-328.

[18] Springenschmid, R. (2018): *Betontechnologie für die Praxis.* Beuth Verlag GmbH, Berlin.

[19] Schießl, P.; Mayer, T. F. (2009): *Lebensdauermanagement von Stahlbetonbauwerken.* Beton- und Stahlbetonbau, Heft 11, S. 747-753.

[20] Gehlen, C.; Rahimi, A.; Reschke, T.; Westendarp, A. (2015): *Bewertung der Leistungsfähigkeit von Instandsetzungsmaterialien und der Lebensdauer von instand gesetzten Stahlbetonbauteilen unter Chlorideinwirkung.* In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F. et al. (Hrsg.) Bauen im Bestand, Brücken, Beton-Kalender 2015, Ernst & Sohn, Berlin, S. 287-313.

[21] Rahimi, A.; Gehlen, C. (2018): *Semiprobabilistische Dauerhaftigkeitsbemessung von Stahlbetonbauten unter Chlorideinwirkung.* Beton- und Stahlbetonbau, Heft 1, S. 13-21.

[22] International Federation for Structural Concrete (2010): *fib Model Code for Concrete Structures 2010.* Ernst & Sohn, Lausanne, Switzerland.

[23] Leivestad, S. (2014): *Durability – Exposure resistance classes, a new system to specify durability in EN 206 and EN 1992.* Durability Report, JWG 250/104 - N25.

[24] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V. (unveröffentlicht): *ERC-Richtlinie – Dauerhaftigkeit von Beton nach dem System der Expositionswiderstandsklassen.* DIN Media GmbH, Berlin.

[25] Schießl-Pecka, A. (2022): *Ausblick – Expositions-Widerstandsklassen und die Umsetzung in Deutschland.* Beiträge zur Fachtagung Praxis Transportbeton, beton 09|2022, S. 21.

[26] Greve-Dierfeld, S. von (2015): *Bemessungsregeln zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit XC-exponierter Stahlbetonbauteile.* Dissertation, Technische Universität München.

[27] Gehlen, C.; Greve-Dierfeld, S. von (2012): *Dauerhaftigkeit - Welche Zuverlässigkeitskorridore versprechen internationale Normenwerke?* In: Nothnagel, R.; Twelmeier, H. (Hrsg.) Baustoff und Konstruktion – Festschrift zum 60. Geburtstag von Harald Budelmann, Springer Verlag, Berlin / Heidelberg, S. 223-232.

[28] Stark, J.; Wicht, B. (2013): *Dauerhaftigkeit von Beton.* Springer Vieweg, Berlin / Heidelberg.

[29] Tuutti, K. (1982): *Corrosion of steel in concrete.* CBI research, No. Fo 4·82, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm.

[30] Büns, C.; Kuttler, W. (2012): *Path-integrated measurements of carbon dioxide in the urban canopy layer.* Atmospheric Environment, Vol. 46, pp. 237-247.

[31] Vogt, R.; Christen, A.; Rotach, M. W.; Roth, M.; Satyanarayana, A. N. V. (2006): *Temporal dynamics of CO_2 fluxes and profiles over a Central European city.* Theoretical and Applied Climatology, Vol. 84, pp. 117-126.

[32] Lagerblad, B. (2005): *Carbon dioxide uptake during concrete life cycle – State of the art.* CBI report, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm.

[33] Bary, B.; Sellier, A. (2004): *Coupled moisture—carbon dioxide–calcium transfer model for carbonation of concrete.* Cement and Concrete Research, Vol. 34, pp. 1859-1872.

[34] Verein Deutscher Zementwerke (2008): *Zement-Taschenbuch.* 51. Ausgabe, Verlag Bau+Technik, Düsseldorf.

[35] Neroth, G. (2011): *Korrosion der Metalle.* In: Neroth, G.; Vollenschaar, D. (Hrsg.) Wendehorst Baustoffkunde, Vieweg+Teubner, Wiesbaden, S. 735-749.

[36] Hainer, S. (2015): *Karbonatisierungsverhalten von Betonen unter Einbeziehung klinkerreduzierter Zusammensetzungen – Ein Modell zur Abschätzung des Karbonatisierungsfortschrittes.* Dissertation, Technische Universität Darmstadt.

[37] Schießl, P.; Gehlen, C.; Sodeikat, C.; Mayer, T. F.; Schießl-Pecka, A. (2008): *Dauerhafter Konstruktionsbeton für Wasserbauwerke.* In: Bergmeister, K.; Wörner, J.-D. (Hrsg.) Konstruktiver Wasserbau Erdbebensicheres Bauen, Beton-Kalender 2008, Ernst & Sohn, Berlin, S. 1-88.

[38] Exner, K. (2000): *Bewitterung von Kalk- und Zementmörteln mit CO_2, SO_2 und NO_x.* Dissertation, Universität-Gesamthochschule Siegen.

[39] Irbe, L. (2019): *Rolle des Aluminiums in C-A-S-H beim chemischen Angriff auf Beton.* Dissertation, Technische Universität München.

[40] Boumaaza, M. (2020): *Experimental Investigation of Gas diffusivity and CO_2-Binding Capacity of Cementitious Materials.* Dissertation, Technische Universität München.

[41] Thiel, C. (2023): *Einfluss von CO_2-Druck und Feuchtegehalt auf das Porengefüge von zementgebundenen Materialien während der Carbonatisierung.* Dissertation, Technische Universität München.

[42] Hainer, S.; Proske, T.; Graubner, C.-A. (2015): *Modell zur Vorhersage der Karbonatisierungstiefe von klinkerreduzierten Betonen.* 19. Internationale Baustofftagung (ibausil), Weimar.

[43] Hunkeler, F.; Lammar, L. (2012): *Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand von Betonen.* Forschungsauftrag AGB 2008/012 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB), TFB, Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton, Wildegg.

[44] Nygaard, P. V.; Leemann, A. (2012): *Kohlendioxidaufnahme von Stahlbetonbauten durch Karbonatisierung.* Schlussbericht Cemsuisse Projekt 201106, Dübendorf.

[45] Hunkeler, F.; Greve-Dierfeld, S. von (2019): *Karbonatisierung von Beton und Korrosionsgeschwindigkeit der Bewehrung im karbonatisierten Beton.* Forschungsprojekt AGB 2013/005 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB), TFB, Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton, Wildegg.

[46] DIN EN 13670 (2011): *Ausführung von Tragwerken aus Beton; Deutsche Fassung EN 13670:2009.* Beuth Verlag GmbH, Berlin.

[47] DIN EN 12390-10 (2019): *Prüfung von Festbeton – Teil 10: Bestimmung des Karbonatisierungswiderstandes von Beton bei atmosphärischer Konzentration von Kohlenstoffdioxid; Deutsche Fassung EN 12390-10:2018.* Beuth Verlag GmbH, Berlin.

[48] Grube, H.; Krell, J. (1986): *Zur Bestimmung der Carbonatisierungstiefe von Mörtel und Beton.* beton 36, S. 104-109.

[49] Gehlen, C.; Mayer, T. F.; Thiel, C.; Fischer, C. (2021): *Lebensdauerbemessung.* In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F. et al. (Hrsg.) Fertigteile, Integrale Bauwerke, Beton-Kalender 2021, Ernst & Sohn, Berlin, S. 1-57.

[50] Reis, R.; Camões, A.; Ribeiro, M. (2019): *Using Thymolphthalein for Accelerated Carbonation Testing of High Volume Fly Ash Cementitious Blends.* In: Andrade, C. (ed.): Service Life and Durability of Reinforced Concrete Structures – Selected Papers of the 8th International RILEM PhD Workshop Held in Marne-La-Vallée, France, 26.-27.09.2016, RILEM Bookseries Serv.17, Springer International Publishing AG, Cham, pp. 17-30.

[51] Thiel, C.; Gehlen, C. (2019): *On the determination of carbonation in cementitious materials.* Proceedings of the International Conference on Sustainable Materials Systems and Structures (SMSS2019) – Durability, Monitoring and Repair of Structures, 18.-22.03.2019, Rovinja, Croatia.

[52] Carasek, H.; Jungblut, M.; Passos, P.; Cascudo, O. (2020): *Effect of Carbonation in Mortars with Different Types of Metakaolin and Curing Procedures.* In: XV International Conference on Durability of Building Materials and Components, 20.-23.10.2020, Barcelona, Spain.

[53] Greve-Dierfeld, S. von; Frey, S. (2022): *Alternative Indikatoren zur Messung der Karbonatisierungstiefe.* TFB-Bulletin Nr. 1 März 2022.

[54] International Federation for Structural Concrete (2006): *Model Code for Service Life Design.* bulletin no. 34, Lausanne, Switzerland.

[55] DIN EN 13295 (2004): *Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken – Prüfverfahren – Bestimmung des Karbonatisierungswiderstands; Deutsche Fassung EN 13295:2004.* Beuth Verlag GmbH, Berlin.

[56] SIA 262/1 (2019): *Betonbau – Ergänzende Festlegungen.* Zürich.

[57] XP P18-458 (2008): *Tests for hardened concrete – Accelerated carbonation test – Measurement of the thickness of carbonated concrete.* AFNOR.

[58] DIN EN 12390-12 (2020): *Prüfung von Festbeton – Teil 12: Bestimmung des Karbonatisierungswiderstandes von Beton – Beschleunigtes Karbonatisierungsverfahren; Deutsche Fassung EN 12390-12:2020.* Beuth Verlag GmbH, Berlin.

[59] Jacobs, F. (2006): *Luftpermeabilität als Kenngrösse für die Qualität des Überdeckungsbetons von Betonbauwerken.* Forschungsauftrag AGB 2002/003 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB), TFB, Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton, Wildegg.

[60] Gräf, H.; Grube, H. (1986): *Verfahren zur Prüfung der Durchlässigkeit von Mörtel und Beton gegenüber Gasen und Wasser.* beton 36, S. 222-226.

[61] Paulini, P.; Nasution, F. (2006): *Beurteilung der Dauerhaftigkeit von Beton anhand der Luft-Permeabilität.* 16. Internationale Baustofftagung (ibausil), Weimar.

[62] Ngala, V. T.; Page, C. L. (1997): *Effects of carbonation on pore structure and diffusional properties of hydrated cement pastes.* Cement and Concrete Research, Vol. 27, Iss. 7, pp. 995-1007.

[63] Medagoda Arachchige, A. D. (2003): *Role of cement content in determining resistance of concrete to reinforcement corrosion.* Doctoral Thesis, University of Dundee, United Kingdom.

[64] Song, H.-W.; Kwon, S.-J. (2007): *Permeability characteristics of carbonated concrete considering capillary pore structure.* Cement and Concrete Research, Vol. 37, Iss. 6, pp. 909-915.

[65] Dinku, A.; Reinhardt, H. W. (1997): *Gas permeability coefficient of cover concrete as a performance control.* Materials and Structures, Vol. 30, Iss. 7, pp. 387-393.

[66] Scholz, E.; Wierig, H.-J. (1988): *Untersuchungen über den Einfluß von Flugaschezusätzen auf das Carbonatisierungsverhalten von Beton.* – 1. Ergänzung. Schlussbericht, Universität Hannover, IRB-Verlag.

[67] Al-Khayat, H.; Haque, M. N.; Fattuhi, N. I. (2002): *Concrete carbonation in arid climate.* Materials and Structures, Vol. 35, Iss. 7, pp. 421-426.

[68] Leemann, A.; Nygaard, P. (2014): *Zusammenhang zwischen Karbonatisierungswiderstand, CO_2-Pufferkapazität und Diffusivität von Mischzementen.* Cemsuisse-Projekt 201207, EMPA Dübendorf.

[69] Leemann, A.; Nygaard, P.; Kaufmann, J.; Loser, R. (2015): *Relation between carbonation resistance, mix design and exposure of mortar and concrete.* Cement and Concrete Composites, Vol. 62, pp. 33-43.

[70] Vollpracht, A.; Brameshuber, W. (2010): *Performance-Concept, K-Value Approach – Which Concept Offers Which Advantages?* International RILEM Conference on Material Science (MATSCI), Aachen, pp. 403-4011.

[71] Leemann, A.; Pahlke, H.; Loser, R.; Winnefeld, F. (2018): *Carbonation resistance of mortar produced with alternative cements.* Materials and Structures, Vol. 51, Iss. 5.

[72] Taffe, A.; Feistkorn, S.; Ickert, C. (2013): *Untersuchungen zum Einfluss der Karbonatisierungstiefe auf Ergebnisse der Rückprallhammerprüfung zur verbesserten Ermittlung der Betondruckfestigkeit.* DGZfP Jahrestagung 2013, 06.-08.05.2013, Dresden.

[73] Breit, W.; Merkel, M. (2019): *Vergleichende Untersuchungen zur Rückprallhammerprüfung bezogen auf R- und Q-Werte.* DAfStb-Heft 634, Beuth Verlag GmbH, Berlin.

[74] Merkel, M.; Breit, W. (2018): *Zerstörungsfrei zur Bauwerksfestigkeit.* Beton- und Stahlbetonbau, Heft 9, S. 640-646.

[75] DIN EN 13791/A20:2022-04 (2022): *Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken und in Bauwerksteilen; Änderung A20.* Beuth Verlag GmbH, Berlin.

[76] Breit, W. (2001): *Kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt – Sachstand und neuere Untersuchungen.* Betontechnische Berichte, VDZ, Düsseldorf, S. 145-168.

[77] Breit, W.; Dauberschmidt, C.; Gehlen, C.; Sodeikat, C.; Taffe, A. et al. (2011): *Zum Ansatz eines kritischen Chloridgehaltes bei Stahlbetonbauwerken.* Beton- und Stahlbetonbau, Heft 5, S. 290-298.

[78] Merz, C.; Ungricht, H. (2001): *Chloridwiderstand von Betonen.* Cementbulletin Vol. 69, No. 11.

[79] Kapteina, G. (2011): *Modell zur Beschreibung des Eindringens von Chlorid in Beton von Verkehrsbauwerken.* Dissertation, Technische Universität München.

[80] Breit, W. (1997): *Untersuchungen zum kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt für Stahl in Beton.* Dissertation, RWTH Aachen.

[81] Page, C. L.; Short, N. R.; Holden, W. R. (1986): *The influence of different cements on chloride-induced corrosion of reinforcing steel.* Cement and Concrete Research, Vol. 16, Iss. 1, pp. 79-86.

[82] Rasheeduzzafar; Al-Saadoun, S. S.; Al-Gahtani, A. S.; Dakhil, F. H. (1990): *Effect of tricalcium aluminate content of cement on corrosion of reinforcing steel in concrete.* Cement and Concrete Research, Vol. 20, Iss. 5, pp. 723-738.

[83] Strehblow, H.-H. (1984): *Breakdown of passivity and localized corrosion: Theoretical concepts and fundamental experimental results.* Materials and Corrosion, Vol. 35, Iss. 10, pp. 437-448.

[84] Dauberschmidt, C. (2010): *Chloridbelasteter Beton – immer ein Entsorgungsfall?* Regionaltagung des Deutschen Beton- und Bautechnikvereins, München.

[85] Rahimi, A. (2016): *Semiprobabilistisches Nachweiskonzept zur Dauerhaftigkeitsbemessung und -bewertung von Stahlbetonbauteilen unter Chlorideinwirkung.* Dissertation, Technische Universität München.

[86] Ungricht, H. (2004): *Wasserhaushalt und Chlorideintrag in Beton – Einfluss der Exposition und der Betonzusammensetzung.* Dissertation, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich.

[87] Lay, S. (2006): *Abschätzung der Wahrscheinlichkeit tausalzinduzierter Bewehrungskorrosion Baustein eines Systems zum Lebenszyklusmanagement von Stahlbetonbauwerken.* Dissertation, Technische Universität München.

[88] Keßler, S. (2015): *Zur Verwertbarkeit von Potentialfeldmessungen für die Zustandserfassung und -prognose von Stahlbetonbauteilen – Validierung und Einsatz im Lebensdauermanagement.* Dissertation, Technische Universität München.

[89] Celebi, A. R. (2020): *Chloridumverteilung in Beton nach Applikation eines Oberflächenschutzsystems – Anwendungsgrenzen des Instandsetzungsverfahrens 7.7.* Dissertation, Technische Universität Kaiserslautern.

[90] Beushausen, H.; Fernandez Luco, L. (2016): *Performance-Based Specifications and Control of Concrete Durability.* State-Of-the-Art Report RILEM TC 230-PSC, Springer Netherlands, Dordrecht.

[91] The European Union – Brite EuRam III (2000): *DuraCrete – Probabilistic Performance based Durability Design of Concrete Structures.* Technical Report, Contract BRPR-CT95-0132, Project BE95-1347 2000.

[92] Tang, L.; Sørensen, H. E. (2001): *Precision of the Nordic test methods for measuring the chloride diffusion/migration coefficients of concrete.* Materials and Structures, Vol. 34, Iss. 8, pp. 479-485.

[93] Tang, L.; Utgenannt, P.; Lindvall, A.; Boubitsas, D. (2010): *Validation of models and test methods for assessment of durability of concrete structures in road environment.* CBI Uppdragsrapport No. P802606, CBI Betonginstitutet AB, Stockholm.

[94] Raupach, M.; Dauberschmidt, C. (2004): *Dauerhaftigkeit von Küstenbauwerken: Anforderungen an Diffusionskoeffizienten von Betonen.* Forschungsbericht Nr. F 903, Institut für Bauforschung, RWTH Aachen.

[95] DIN EN 12390-11 (2015): *Prüfung von Festbeton – Teil 11: Bestimmung des Chloridwiderstandes von Beton – Einseitig gerichtete Diffusion; Deutsche Fassung EN 12390-11:2015.* Beuth Verlag GmbH, Berlin.

[96] DIN EN 12390-18 (2021): *Prüfung von Festbeton – Teil 18: Bestimmung des Chloridmigrationskoeffizienten; Deutsche Fassung EN 12390-18:2021.* Beuth Verlag GmbH, Berlin.

[97] BAW-Merkblatt (2019): *Dauerhaftigkeitsbemessung und -bewertung von Stahlbetonbauwerken bei Carbonatisierung und Chlorideinwirkung (MDCC).* Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Karlsruhe.

[98] Stengel, T.; Schießl-Pecka, A.; Feuerecker, J.; Himsel, K. (2019): *Modifizierung des RCM-Tests zur Optimierung der Messpräzision, Versuchsdauer und Wirtschaftlichkeit.* Beton- und Stahlbetonbau, Heft 10, S. 737-746.

[99] Polder, R.; Andrade, C.; Elsener, B.; Vennesland, Ø.; Gulikers, J. et al. (2000): *Test methods for on site measurement of resistivity of concrete.* Materials and Structures, Vol. 33, Iss. 10, pp. 603-611.

[100] Polder, R. B. (2001): *Test methods for on site measurement of resistivity of concrete — a RILEM TC-154 technical recommendation.* Construction and Building Materials, Vol. 15, 2-3, pp. 125-131.

[101] Wenner, F. (1915): *A Method of Measuring Earth Resistivity.* Bulletin of the Bureau of Standards, 12, pp. 469-478.

[102] Völker, C. (2017): *Datenfusion zur verbesserten Fehlstellendetektion bei der zerstörungsfreien Prüfung von Betonbauwerken.* Dissertation, Universität des Saarlandes.

[103] Weydert, R.; Gehlen, C. (1999): *Electrolytic Resistivity of Cover Concrete: Relevance, Measurement and Interpretation.* Durability of Building Materials and Components 8, Vols 1-4, pp. 409-419.

[104] Morris, W.; Moreno, E. I.; Sagüés, A. A. (1996): *Practical evaluation of resistivity of concrete in test cylinders using a Wenner array probe.* Cement and Concrete Research, Vol. 26, Iss. 12, pp. 1779-1787.

[105] Layssi, H.; Ghods, P.; Alizadeh, A. R.; Salehi, M. (2015): *Electrical Resistivity of Concrete.* ACI Concrete International, Vol. 37, Iss. 5, pp. 41-46.

[106] Isgor, O. B. (2015): *Improved Corrosion Inspection Procedures for Reinforced Concrete Bridges: Electrical Resistivity of Concrete.* Final Project Report, Pacific Northwest Transportation Consortium, Oregon State University, USA.

[107] Robles, K. P. V.; Kim, D.-W.; Yee, J.-J.; Lee, J.-W.; Kee, S.-H. (2020): *Electrical Resistivity Measurements of Reinforced Concrete Slabs with Delamination Defects.* MDPI Sensors, Vol. 20, Iss. 24.

[108] Gowers, K. R.; Millard, S. G. (1999): *Measurement of Concrete Resistivity for Assessment of Corrosion Severity of Steel Using Wenner Technique.* ACI Materials Journal, Vol. 96, Iss. 5, pp. 536-541.

[109] Millard, S. G.; Ghassemi, M. H.; Bungey, J. H.; Jafar, M. I. (1990): *Assessing the electrical resistivity of concrete structures for corrosion durability studies.* Proceedings of the 3. International Symposium on "Corrosion of reinforcement in Concrete Construction", Wishaw, United Kingdom, pp. 303-313.

[110] Ungricht, H.; Hunkeler, F. (2007): *Instandsetzung von Galerien – Wirkung und Wirksamkeit der ergriffenen Massnahmen.* Forschungsauftrag AGB 2005/025 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB) und des Amts für Tiefbau des Kantons Uri, TFB, Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton, Wildegg.

[111] Reichling, K. G. (2014): *Bestimmung und Bewertung des elektrischen Widerstands von Beton mit geophysikalischen Verfahren.* Dissertation, RWTH Aachen.

[112] Silva, P. C.; Ferreira, R. M.; Figueiras, H. (2011): *Electrical Resistivity as a Means of Quality Control of Concrete – Influence of Test Procedure.* XII DBMC, International Conference on Durability of Building Materials and Components, Porto, Portugal.

[113] Nakamura, E.; Mito, K.; Suzuki, M.; Koga, H. (2019): *Chloride Migration Coefficient and Resistivity of Concrete Containing Supplementary Cementitious Materials.* Fifth International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies (SCMT5), Kingston University, London, United Kingdom.

[114] Homayoonmehr, R.; Rahai, A.; Akbar Ramezanianpour, A. (2022): *Predicting the chloride diffusion coefficient and surface electrical resistivity of concrete using statistical regression-based models and its application in chloride-induced corrosion service life prediction of RC structures.* Construction and Building Materials, Vol. 357.

[115] Wiens, U. (2005): *Zur Wirkung von Steinkohlenflugasche auf die chloridinduzierte Korrorion von Stahl in Beton.* Dissertation, RWTH Aachen, DAfStb-Heft 551, Beuth Verlag GmbH, Berlin.

[116] Breitenbücher, R.; Gehlen, C.; Schießl, P.; van den Hoonaard, J.; Siemes, T. (1999): *Service life design for the Western Scheldt Tunnel.* Durability of Building Materials and Components 8, Vol. 1, Vancouver, Canada, pp. 3-15.

[117] Gehlen, C.; Schießl, P. (1999): *Probability-based durability design for the Western Scheldt Tunnel.* Structural Concrete, P1, No. 2.

[118] Breitenbücher, R. (2003): *Probabilistische Lebensdauerbemessung – Umsetzung am Beispiel des Westerscheldetunnels.* Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Peter Schießl, Schriftenreihe Baustoffe der TUM, cbm, Heft 2/2003.

[119] Schießl, P. (2005): *New Approach to Service Life Design of Concrete Structure.* Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing) Vol. 6, No 5, pp. 393-407.

[120] Hunkeler, F.; Ungricht, H.; Merz, C. (2002): *Vergleichende Untersuchungen zum Chloridwiderstand von Betonen.* Forschungsauftrag Nr. AGB 1998/097 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung, TFB, Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton, Wildegg.

[121] Ramezanianpour, A. A.; Pilvar, A.; Mahdikhani, M.; Moodi, F. (2011): *Practical evaluation of relationship between concrete resistivity, water penetration, rapid chloride penetration and compressive strength.* Construction and Building Materials, Vol. 25, Iss. 5, pp. 2472-2479.

[122] Azarsa, P.; Gupta, R. (2017): *Electrical Resistivity of Concrete for Durability Evaluation: A Review.* Advances in Materials Science and Engineering, Vol. 2017, pp. 1-30.

[123] Krenkler, K. (1980): *Chemie des Bauwesens – Band 1: Anorganische Chemie,* Springer, Berlin.

[124] Thiel, C.; Skora, A.; Gehlen, C. (2017): *Einfluss der Nachbehandlung auf die Carbonatisierung zementgebundener Baustoffe, die unter beschleunigenden Bedingungen geprüft werden.* Doktorandensymposium 2017 und 58. Forschungskolloquium des DAfStb, Kaiserslautern.

[125] Müller, C. (2006): *Performance of Portland-composite cements.* Cement International 2/2006, Vol. 4, pp. 3-9.

[126] Osterminski, K. (2013): *Zur voll-probabilistischen Modellierung der Korrosion von Stahl in Beton. Ein Beitrag zur Dauerhaftigkeitsbemessung von Stahlbetonbauteilen.* Dissertation, Technische Universität München.

[127] Meng, B.; Wiens, U. (1997): *Wirkung von Puzzolanen bei extrem hoher Dosierung - Grenzen der Anwendbarkeit -.* 13. Internationale Baustofftagung (ibausil), Weimar.

[128] Xu, H.; Chen, Z. Q.; Li, S. B.; Huang, W.; Ma, D. (2010): *Carbonation Test Study on Low Calcium Fly Ash Concrete.* Applied Mechanics and Materials, 34-35, pp. 327-331.

[129] Schießl, P.; Wiens, U. (1997): *Neue Erkenntnisse zum Einfluß von Steinkohlenflugasche auf die chloridinduzierte Korrosion von Stahl in Beton.* 13. Internationale Baustofftagung (ibausil), Weimar.

[130] Barker, A. P.; Matthews, J. D. (1994): *Concrete Durability Specification by Water/Cement or Compressive Strength for European Cement Types.* 3rd International Conference on the Durability of Concrete, ACI SP-145, Detroit, USA, pp. 1135-1160.

[131] Thomas, M. D. A.; Hooton, D.; Cail, K.; Smith, B. A. (2010): *Field Trials of Concretes Produced with Portland Limestone Cement.* Concrete international, American Concrete Institute, pp. 35-41.

[132] Neroth, G. (2011): *Beton.* In: Neroth, G.; Vollenschaar, D. (Hrsg.) Wendehorst Baustoffkunde, Vieweg+Teubner, Wiesbaden, S. 247-382.

[133] Cook, R. A.; Hover, K. C. (1999): *Mercury porosimetry of hardened cement pastes.* Cement and Concrete Research, Vol. 29, Iss. 6, pp. 933-943.

[134] Greve-Dierfeld, S. von; Lothenbach, B.; Vollpracht, A.; Wu, B.; Huet, B. et al. (2020): *Understanding the carbonation of concrete with supplementary cementitious materials: a critical review by RILEM TC 281-CCC.* Materials and Structures, Vol. 53, Iss. 6.

[135] Greve-Dierfeld, S. von; Gehlen, C. (2016): *Performance-based durability design, carbonation part 2 – Classification of concrete.* Structural Concrete, Vol. 17, Iss. 4, pp. 523-532.

[136] Meyer, L. (2007): *Zum Einfluss der Kontaktzone bei der Modellierung des Elastizitätsmoduls von Beton.* Dissertation, RWTH Aachen.

[137] Haque, N.; Al-Khaiat, H. (1999): *Strength and durability of lightweight concrete in hot marine exposure conditions.* Materials and Structures, Vol. 32, Iss. 7, pp. 533-538.

[138] König, G.; Soukhov, D.; Jungwirth, F. (1998): *Sichere Betonproduktion für Stahlbetontragwerke.* Schlussbericht DBV-Nr. 199, Universität Leipzig.

[139] Ehrenberg, A.; Feldrappe, V. (2016): *Brückenkappen aus Beton mit Hochofenzement.* beton 12/2016, Verlag Bau+Technik, Erkrath, S. 490-497.

[140] Day, R. L.; Shi, C. (1994): *Effect of initial water curing on the hydration of cements containing natural pozzolan.* Cement and Concrete Research, Vol. 24, Iss. 3, pp. 463-472.

[141] Gonen, T.; Yazicioglu, S. (2007): *The influence of compaction pores on sorptivity and carbonation of concrete.* Construction and Building Materials, Vol. 21, Iss. 5, pp. 1040-1045.

[142] Bier, T. (1988): *Karbonatisierung und Realkalisierung von Zementstein und Beton.* Dissertation, Technische Hochschule Karlsruhe.

[143] Balayssac, J. P.; Détriché, C.; Grandet, J. (1995): *Effects of curing upon carbonation of concrete.* Construction and Building Materials, Vol. 9, Iss. 2, pp. 91-95.

[144] Ehrhardt, D. (2016): *Zum Einfluss der Nachbehandlung auf die Gefügeausbildung und den Frost-Tausalz- Widerstand der Betonrandzone.* Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar.

[145] DIN 1045-3 (2023): *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 3: Bauausführung.* Beuth Verlag GmbH, Berlin.

[146] Hainer, S.; Proske, T.; Graubner, C.-A. (2015): *Einfluss der Nachbehandlung auf das Karbonatisierungsverhalten von Beton aus klinkerarmen Zementen.* Beton und Stahlbetonbau, Heft 1, S. 41-49.

[147] Jacobs, F.; Hunkeler, F.; Mühlan, B. (2014): *Wirksamkeit und Prüfung der Nachbehandlungsmethoden von Beton.* Forschungsprojekt AGB 2011/001 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB), TFB, Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton, Wildegg.

[148] Jacobs, F. (2019): *Dauerhaftigkeit von Beton im Bauteil.* Beton und Stahlbetonbau, Heft 6, S. 383-391.

[149] Hermann, K. (1994): *Verbesserung oberflächennaher Betonschichten.* Cementbulletin 62, Heft 4.

[150] Hunkeler, F.; Greve-Dierfeld, S. von (2019): *Karbonatisierung von Beton und Korrosionsgeschwindigkeit der Bewehrung im karbonatisierten Beton.* Forschungsprojekt AGB 2013/005 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB), TFB, Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton, Wildegg.

[151] Papadakis, V. G.; Vayenas, C. G.; Fardis, M. N. (1991): *Fundamental Modeling and Experimental Investigation of Concrete Carbonation.* ACI Materials Journal Vol. 88, No. 4.

[152] Russell, D.; Basheer, P. A. M.; Rankin, G. I. B.; Long, A. E. (2001): *Effect of relative humidity and air permeability on prediction of the rate of carbonation of concrete.* Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings 146, Iss. 3, pp. 319-326.

[153] Wierig, H.-J. (1984): *Longtime studies on the carbonation of concrete under normal outdoor exposure.* RILEM seminar on the durability of concrete structures under normal outdoor, Hannover, Germany, pp. 239-249.

[154] Inam, I.; Nasiry, M. K.; Sediqmal, M.; Wahdat, M. N.; Momand, I. (2021): *A Study on the Carbonation Rate of Concrete Exposed in Different Climatic Conditions.* Australian Journal of Engineering and Innovative Technology, 3 (6), pp. 128-136.

[155] Dauberschmidt, C. (2006): *Untersuchungen zu den Korrosionsmechanismen von Stahlfasern in chloridhaltigem Beton.* Dissertation, RWTH Aachen.

[156] Comité Euro-International du Béton (1989): *Durable Concrete Structures: CEB Design Guide Second Edition 1989.* Bulletin d'Information (1989), No. 182, Lausanne,

[157] Hunkeler, F. (1998): *Einfluss der Betonqualität auf den Chlorid- und Karbonatisierungswiderstand.* Veranstaltung TFB 974761/62 „Dauerhafte Betonbauwerke – unser Ziel".

[158] Song, H.-W.; Kwon, S.-J.; Byun, K.-J.; Park, C.-K. (2006): *Predicting carbonation in early-aged cracked concrete.* Cement and Concrete Research, Vol. 36, Iss. 5, pp. 979-989.

[159] Ishida, T.; Li, C.-H. (2008): *Modeling of Carbonation based on Thermo-Hygro Physics with Strong Coupling of Mass Transport and Equilibrium in Micro-pore Structure of Concrete.* Journal of Advanced Concrete Technology Vol. 6, No. 2, pp. 303-316.

[160] Dousti, A.; Rashetnia, R.; Ahmadi, B.; Shekarchi, M. (2013): *Influence of exposure temperature on chloride diffusion in concretes incorporating silica fume or natural zeolite.* Construction and Building Materials, Vol. 49, pp. 393-399.

[161] Caré, S. (2008): *Effect of temperature on porosity and on chloride diffusion in cement pastes.* Construction and Building Materials, Vol. 22, Iss. 7, pp. 1560-1573.

[162] Yuan, Q.; Shi, C.; Schutter, G. de; Audenaert, K. (2008): *Effect of temperature on transport of chloride ions in concrete.* Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II, Taylor & Francis Group, London.

[163] Isteita, M.; Xi, Y. (2017): *The effect of temperature variation on chloride penetration in concrete.* Construction and Building Materials, Vol. 156, pp. 73-82.

[164] Touil, B.; Ghomari, F.; Bezzar, A.; Khelidj, A.; Bonnet, S. (2017): *Effect of Temperature on Chloride Diffusion in Saturated Concrete.* ACI Materials Journal, Vol. 114, Iss. 5.

[165] European Union – Brite EuRam III (1999): *Chloride penetration into concrete with lightweight aggregates.* Document BE96-3942/R3, Contract BRPR-CT97-0381, Project BE96-3942 1999.

[166] National Oceanic and Atmospheric Administration (2025): *Atmospheric CO_2 at Mauna Loa Observatory.* https://gml.noaa.gov/ccgg/trends/mlo.html [Zugriff am: 27.04.2025].

[167] Hunkeler, F. (2012): *Einfluss des CO_2-Gehaltes, der Nach- und Vorbehandlung sowie der Luftfeuchtigkeit auf die Karbonatisierungsgeschwindigkeit von Beton.* Beton und Stahlbetonbau, Heft 9, S. 613-624.

[168] Visser, J. H. M. (2012): *Accelerated carbonation testing of mortar with supplementary cementing materials - Limitation of the acceleration due to drying.* Heron Vol. 57, No. 3, pp. 231-247.

[169] Leemann, A.; Moro, F. (2017): *Carbonation of concrete: the role of CO_2 concentration, relative humidity and CO_2 buffer capacity.* Materials and Structures, Vol. 50, Iss. 1.

[170] Rathnarajan, S.; Dhanya, B. S.; Pillai, R. G.; Gettu, R.; Santhanam, M. (2022): *Carbonation model for concretes with fly ash, slag, and limestone calcined clay - using accelerated and five - year natural exposure data.* Cement and Concrete Composites, Vol. 126, p. 104329.

[171] Gluth, G. J. G.; Ke, X.; Vollpracht, A.; Weiler, L.; Bernal, S. A. et al. (2022): *Carbonation rate of alkali-activated concretes and high-volume SCM concretes: a literature data analysis by RILEM TC 281-CCC.* Materials and Structures, Vol. 55, Iss. 8.

[172] Castellote, M.; Fernandez, L.; Andrade, C.; Alonso, C. (2009): *Chemical changes and phase analysis of OPC pastes carbonated at different CO_2 concentrations.* Materials and Structures, Vol. 42, Iss. 4, pp. 515-525.

[173] Auroy, M.; Poyet, S.; Le Bescop, P.; Torrenti, J.-M.; Charpentier, T. et al. (2018): *Comparison between natural and accelerated carbonation (3% CO_2): Impact on mineralogy, microstructure, water retention and cracking.* Cement and Concrete Research, Vol. 109, pp. 64-80.

[174] Saetta, A. V.; Vitaliani, R. V. (2004): *Experimental investigation and numerical modeling of carbonation process in reinforced concrete structures.* Cement and Concrete Research, Vol. 34, Iss. 4, pp. 571-579.

[175] Cui, H.; Tang, W.; Liu, W.; Dong, Z.; Xing, F. (2015): *Experimental study on effects of CO_2 concentrations on concrete carbonation and diffusion mechanisms.* Construction and Building Materials, Vol. 93, pp. 522-527.

[176] DIN EN 13791 (2020): *Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken und in Bauwerksteilen; Deutsche Fassung EN 13791:2019.* Beuth Verlag GmbH, Berlin.

[177] Weber, M. (2019): *Zur Ermittlung mechanischer Kennwerte von Bestandsbetonen.* Dissertation, Technische Universität Kaiserslautern.

[178] Glock, C.; Schnell, J.; Weber, M. (2020): *Bauen im Bestand.* In: Zilch, K.; Diederichs, C. J. et al. (Hrsg.) Handbuch für Bauingenieure, Springer Fachmedien, Wiesbaden, S. 1-44.

[179] Rostásy, F.; Ranisch, E. H. (1990): *Altersabhängige Beziehung zwischen der Druck- und Zugfestigkeit von Beton im Bauwerk - Bauwerkszugfestigkeit.* DAfStb-Heft 408, Beuth Verlag GmbH, Berlin.

[180] Concrete Society (2004): *In situ concrete strength – An investigation into the relationship between core strength and standard cube strength.* Project Report No. 3, The Concrete Society, Camberley.

[181] Schnell, J.; Weber, M. (2019): *Experimentelle Ermittlung der Korrelation der Druckfestigkeiten von Bohrkernen aus Bauwerksbeton und genormten Probekörpern.* Abschlussbericht DAfStb-Forschungsvorhaben V 496, Beuth Verlag GmbH, Berlin.

[182] Loch, M.; Stauder, F.; Schnell, J. (2011): *Bestimmung der charakteristischen Betonfestigkeiten in Bestandstragwerken – Anwendungsgrenzen von DIN EN 13791.* Beton- und Stahlbetonbau 106, Heft 12, S. 804-813.

[183] Thiele, C.; Weber, M. (2016): *Untersuchungen zur Korrelation von Druck- und Zugfestigkeit in alten, niederfesten Betonen als Grundlage für die Bestimmung der Tragfähigkeit von z.B. Befestigungsmitteln.* Abschlussbericht, Technische Universität Kaiserslautern, Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart.

[184] Sefrin, R.; Glock, C.; Schwabach, E. (2021): *Ermittlung der charakteristischen Betondruckfestigkeit von Bestandstragwerken nach DIN EN 13791:2020 für geringe Stichprobenumfänge.* Beton- und Stahlbetonbau, Heft 1, S. 35-44.

[185] Sefrin, R. (2022): *Ermittlung der charakteristischen In-situ-Betondruckfestigkeit zur Nachrechnung von Bestandstragwerken.* Dissertation, Technische Universität Kaiserslautern.

[186] Gjoerv, O. E. (2014): *Durability design of concrete structures in severe environments.* CRC Press, Boca Raton.

[187] Jacobs, F.; Hunkeler, F.; Mühlan, B. (2018): *Prüfung und Bewertung der Betonqualität am Bauwerk.* Forschungsprojekt AGB 2014/008 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB), TFB, Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton, Wildegg.

[188] Spörel, F. (2010): *Untersuchungen zum Einsatz von Mikrohohlkugeln in Beton als Alternative zum Luftporenbeton.* FuE-Abschlussbericht A39510370002, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe.

[189] Spörel, F.; Müller, H. (2012): *Untersuchung des Einflusses von Schalung und Nachbehandlung auf die Dauerhaftigkeit geschalter Betonflächen massiger Betonbauteile.* FuE-Abschlussbericht A39510310141, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe.

[190] Ruhr-Universität Bochum; Technische Universität München (2024): *Projekt 5: Annahmeprüfungen auf der Baustelle / Abnahmeprüfungen am Bauwerk.* Abschlussbericht, IGF-Vorhaben Nr. 21823 N im Rahmen des Verbundforschungsvorhabens „Dauerhaftigkeit von Beton nach dem Performance-Prinzip“.

[191] Lozano Valcarcel, J. M.; Ov, D.; Kränkel, T.; Gehlen, C.; Breitenbücher, R. (2023): *Durability of Concrete: Assessing the Performance Achieved in the Laboratory and on the Construction Site.* In: Ilki, A.; Çavunt, D.; Çavunt, Y.S. (eds.): Building for the Future: Durable, Sustainable, Resilient, Lecture Notes in Civil Engineering, Springer Nature Switzerland, Cham, pp. 450-459.

[192] Ov, D.; Lozano Valcarcel, J. M.; Kränkel, T.; Breitenbücher, R.; Gehlen, C. (2023): *Assessment of Deviations in Concrete Properties Quantified Under Laboratory Conditions and from the Construction Site.* In: Jędrzejewska, A.; Kanavaris, F.; Azenha, M. et al. (eds.): International RILEM Conference on Synergising Expertise towards Sustainability and Robustness of Cement-based Materials and Concrete Structures, RILEM Bookseries, Springer Nature Switzerland, Cham, pp. 764-774.

[193] Lozano Valcarcel, J. M.; Ov, D.; Kränkel, T.; Gehlen, C.; Breitenbücher, R. (2023): *Bridging the Gap: Assessing Material Performance of Laboratory Specimens and Concrete Structures.* MDPI Materials, Vol. 16, Iss. 12.

[194] Ov, D.; Lozano Valcarcel, J. M.; Breitenbücher, R.; Kränkel, T.; Gehlen, C. (2023): *Leistungsbezogene Bewertung der Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken durch baustellentaugliche Abnahmeprüfungen.* 21. Internationale Baustofftagung (ibausil), ce papers, Heft 6, Weimar, S. 1493-1504.

[195] Ov, D.; Lozano Valcarcel, J. M.; Kränkel, T.; Gehlen, C.; Breitenbücher, R. (2024): *Dauerhaftigkeit von Beton nach dem Performance-Prinzip: Annahme- und Abnahmeprüfungen.* TB-iNFO, Heft 94, S. 18-26.

[196] DIN EN 12350-1 (2019): *Prüfung von Frischbeton – Teil 1: Probenahme und Prüfgeräte; Deutsche Fassung EN 12350-1:2019.* Beuth Verlag GmbH, Berlin.

[197] DIN EN 12350-5 (2019): *Prüfung von Frischbeton – Teil 5: Ausbreitmaß; Deutsche Fassung EN 12350-5:2019.* Beuth Verlag GmbH, Berlin.

[198] DIN EN 12350-6 (2019): *Prüfung von Frischbeton – Teil 6: Frischbetonrohdichte; Deutsche Fassung EN 12350-6:2019.* Beuth Verlag GmbH, Berlin.

[199] DIN EN 12350-7 (2022): *Prüfung von Frischbeton – Teil 7: Luftgehalt – Druckverfahren; Deutsche Fassung EN 12350-7:2019 + AC:2022.* Beuth Verlag GmbH, Berlin.

[200] DIN EN 12390-3 (2019): *Prüfung von Festbeton – Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-3:2019.* Beuth Verlag GmbH, Berlin.

[201] Tomann, C. (2021): *Wasserinduzierte Ermüdungsschädigung von Beton.* Dissertation, Leibniz Universität Hannover.

[202] Wetterzentrale.de (2024): *Wetterdaten in Deutschland. https://www.wetterzentrale.de [Zugriff am: 03.03.2024]*.

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Unterschiedliche nationale Vorgaben zum maximalen Wasserzementwert (links) und Mindestbetondeckung (rechts) für die Expositionsklasse XC4, modifiziert nach [17] 6

Abbildung 2: Unterschiedliche nationale Vorgaben zum maximalen Wasserbindemittelwert (links) und Mindestbetondeckung (rechts) für die Expositionsklasse XD3, modifiziert nach [15] 6

Abbildung 3: Schematische Darstellung der Klassifizierung von Materialwiderständen in Analogie zur Lastbemessung, in Anlehnung an [26] 8

Abbildung 4: Aufnahmen von Bewehrungskorrosionen, dargestellt sind mehrere Bereiche eines Bauwerks 9

Abbildung 5: Zeitlicher Ablauf der Einleitungs- und Schädigungsphase infolge von Bewehrungskorrosion in Bauwerken, modifiziert nach [10, 12, 29] 10

Abbildung 6: Schematischer Ablauf der Karbonatisierungsprüfung unter natürlichen CO_2-Bedingungen, nach DIN EN 12390-10 [47] 15

Abbildung 7: Schematischer Ablauf der Karbonatisierungsprüfung unter beschleunigten CO_2-Bedingungen, nach DIN EN 12390-12 [58] 16

Abbildung 8: Zusammenhang zwischen Permeabilität und Karbonatisierungstiefe (links) [64] und zwischen Luftpermeabilität und Karbonatisierungsrate (rechts), aus [43] nach [63] 17

Abbildung 9: Zusammenhang zwischen der Betondruckfestigkeit nach 28 Tagen und der Karbonatisierungstiefe nach 365 Tagen (oben) [42] bzw. der Karbonatisierungsrate (unten) [70] 18

Abbildung 10: Vergleich der Abhängigkeit von Druckfestigkeit zu Rückprallwert, geprüft an Serien ohne und mit Einfluss der Karbonatisierung (K) [74] 19

Abbildung 11: Schematischer Ablauf zur Chloriddiffusionsprüfung im Betonalter von 28 Tagen, nach DIN EN 12390-11 [95] 24

Abbildung 12: Schematischer Ablauf zur Chloridmigrationsprüfung im Betonalter von 28 Tagen, nach BAW-MERKBLATT MDCC [97] 25

Abbildung 13: Schematischer Aufbau der Wenner-Prüfung (links) und der Zwei-Elektroden-Messung (rechts), nach [105] 26

Abbildung 14: Zusammenhang des spez. Elektrolytwiderstands, gemessen mit der Zwei-Elektroden-Methode (TEM) und der Wenner-Sonde [112] 27

Abbildung 15: Korrelation zwischen D_{RCM} und ρ_{WER} (mit Wenner-Sonde) (oben), aus [85] nach [10] und zwischen D_{RCM} und ρ (mit TEM) verschiedener Betonzusammensetzungen (unten) [85] 28

Abbildung 16: Ermittelte spez. Elektrolytwiderstände (Wenner-Sonde) im Rahmen der Qualitätssicherung des Westerschelde-Tunnels [118] 29

Abbildung 17: Gegenüberstellung des Chloridmigrationskoeffizienten und der Druckfestigkeit von Betonen mit verschiedenen Betonzusatzstoffen [120] 30

Abbildung 18: Einfluss der Zementart auf die relative Karbonatisierungstiefe, aus [28] nach [123] 31

Abbildung 19: Einfluss der Zementart auf den Chloridmigrationskoeffizienten D_{RCM}, nach [125] 32

Abbildung 20: Einfluss des Flugaschegehalts auf die Karbonatisierungstiefe (links) [33] und auf den Chloridmigrationskoeffizienten D_{RCM} (rechts), aus [87] nach [115] 33

Abbildung 21: Einfluss des Kalksteinmehlgehalts im Zement auf die gemessene Karbonatisierungstiefe bei konstantem w/z-Wert bzw. gleichhoher Druckfestigkeit (links) [130] und gemessene Chloridprofile an Betonplatten mit bzw. ohne Kalksteinmehl und ggf. Zusatzstoffe (rechts) [131] 34

Abbildung 22: Einfluss des w/b-Werts auf die Karbonatisierungsrate (links), aus [134] nach [26, 135] und auf den Chloridmigrationskoeffizienten D_{RCM} (rechts) [87] verschiedener Betonsorten 35

Abbildung 23: Einfluss des Zementgehalts auf den Chloridmigrationskoeffizienten D_{RCM} (links) [87] bzw. auf die Karbonatisierungsrate, normiert auf 350 kg/m³ (rechts) [135] 36

Abbildung 24: Einfluss der Nachbehandlungsdauer auf die Porenradienverteilung von Zementstein (links), aus [28] nach [142], und Einfluss der Porosität auf die Karbonatisierungsrate (rechts), *bei 0,03 Vol.-% CO_2 in mm/Jahr$^{1/2}$ bzw. bei 40 Vol.-% CO_2 in mm/Tag$^{1/2}$ [141] 38

Abbildung 25: Einfluss der Nachbehandlungsdauer auf die Karbonatisierungstiefe nach 365d (links) [146] und auf den Chloridmigrationskoeffizienten (rechts), aus [148] nach [147] 39

Abbildung 26: Einfluss der Feuchte auf den krit. Chloridgehalt (links), modif. aus [155] nach [156] bzw. auf die CO_2-Diffusion sowie Karbonatisierungsfortschritt (rechts), aus [150] nach [157] 40

Abbildung 27: Einfluss der Temperatur auf die Karbonatisierungstiefe über die Zeit (links) [159] bzw. auf den Chloriddiffusionskoeffizienten eines Portlandbetons mit Silikastaubanteil (rechts) [160] 41

Abbildung 28: CO_2-Konzentration in der Atmosphäre der letzten Jahrzehnte (links) [166] und Vergleich der Karbonatisierungsrate unter beschleunigten und natürlichen Bedingungen (rechts) [91] 42

Abbildung 29: Einfluss des CO_2-Gehalts auf die Karbonatisierungstiefe in Beton und schematische Darstellung des CO_2-Diffusionsablauf bei hoher (a) und niedriger (b) CO_2-Konzentration [175] 43

Abbildung 30: Zeitliche Entwicklung des Chloridmigrationskoeffizienten zwischen Bauteilproben und separaten Laborprobekörpern, untersucht auf einer Baustelle in Oslo (Norwegen) [186] 47

Abbildung 31: Übersicht der untersuchten Bauwerke (rechts), Ergebnisse zum Chloridmigrationskoeffizienten (oben) im Alter von 28 Tagen und zur Karbonatisierungsrate (unten), geprüft an Bohrkernen aus dem Bauteil und an separat hergestellten Prüfkörpern [148, 187] 48

Abbildung 32: Konzept und Vorgehensweise des experimentellen Untersuchungsprogramms 50

Abbildung 33: Herstellungsablauf und Bohrkernentnahme der Demonstrator-Bauteile 55

Abbildung 34: Druckfestigkeitsprüfung an den separat hergestellten Proben und an den Bauteilproben 57

Abbildung 35: Karbonatisierungsverfahren an den separat hergestellten Proben und an den Bauteilproben 59

Abbildung 36: Chloridmigrationsversuch an den separat hergestellten Proben und an den Bauteilproben 61

Abbildung 37: Spezifische Elektrolytwiderstandsmessung an den separat hergestellten Proben und an den Demonstrator-Bauteilen 63

Abbildung 38: Rückprallmessung an den separat hergestellten Proben und an den Demonstrator-Bauteilen 65

Abbildung 39: Ergebnisse der Luft- und Frischbetontemperaturen der Betone B1 bis B10-IV 66

Abbildung 40: Ergebnisse der Ausbreitmaße der Betone B1 bis B10-IV 67

Abbildung 41: Ergebnisse der Frischbetonrohdichte der Betone B1 bis B10-IV 67

Abbildung 42: Ergebnisse der Luftgehalte der Betone B1, B4-III, B6-I, B6-II, B7, B10-I, B10-II, B10-III und B10-IV 68

Abbildung 43: Ergebnisse der Druckfestigkeit im Betonalter von 28 Tagen, geprüft an den separat hergestellten Proben und mit Angaben der jeweiligen Zieldruckfestigkeitsklassen 69

Abbildung 44: Ergebnisse der Karbonatisierungsrate K_c (0,05 Vol.-% CO_2), geprüft an den separat hergestellten Proben 70

Abbildung 45: Einfluss der Zementart und des w/z-Werts auf die Karbonatisierungsrate K_c (unter natürlichen Prüfbedingungen) 71

Abbildung 46: Variationskoeffizienten der Karbonatisierungstiefen (links) bzw. der Karbonatisierungsraten K_c (rechts) unter 0,05 Vol.-% CO_2 72

Abbildung 47: Ergebnisse der Karbonatisierungsrate K_{ac} (3,0 Vol.-% CO_2), geprüft an den separat hergestellten Proben 73

Abbildung 48: Einfluss der Zementart und des w/z-Werts auf die Karbonatisierungsrate K_{ac} (unter beschleunigten Prüfbedingungen) 74

Abbildung 49: Variationskoeffizienten der Karbonatisierungstiefen (links) bzw. der Karbonatisierungsraten K_{ac} (rechts) unter 3,0 Vol.-% CO_2 75

Abbildung 50: Ergebnisse der Chloridmigrationskoeffizienten im Betonalter von 28 Tagen, geprüft an den separat hergestellten Proben 76

Abbildung 51: Einfluss der Zementart und des w/z-Werts auf den Chloridmigrationskoeffizienten im Betonalter von 28 Tagen 77

Abbildung 52: Variationskoeffizienten der ermittelten Chloridmigrationskoeffizienten bei einem Betonalter von 28 Tagen 78

Abbildung 53: Ergebnisse des spez. Elektrolytwiderstands im Betonalter von 28 Tagen, geprüft an den separat hergestellten Proben 79

Abbildung 54: Einfluss der Zementart und des w/z-Werts auf den spez. Elektrolytwiderstand im Betonalter von 28 Tagen 80

Abbildung 55: Variationskoeffizienten der gemessenen spez. Elektrolytwiderstände bei einem Betonalter von 28 Tagen 80

Abbildung 56: Ergebnisse der Rückprallwerte und der korrespondierenden Druckfestigkeit im Betonalter von 28 Tagen, geprüft an den separat hergestellten Proben 81

Abbildung 57: Gegenüberstellung zwischen 28-Tage-Druckfestigkeit und Karbonatisierungsrate K_c (oben) bzw. Karbonatisierungsrate K_{ac} (unten), ermittelt an den separat hergestellten Proben 82

Abbildung 58: Gegenüberstellung zwischen 28-Tage-Druckfestigkeit und 28-Tage-Chloridmigrationskoeffizient, ermittelt an den separat hergestellten Proben 84

Abbildung 59: Korrelation zwischen Karbonatisierungsrate K_c (0,05 Vol.-% CO_2) und Karbonatisierungsrate K_{ac} (3,0 Vol.-% CO_2), ermittelt an den separat hergestellten Proben 85

Abbildung 60: Gegenüberstellung zwischen 28-Tage-Rückprallwert und Karbonatisierungsrate K_c (0,05 Vol.-% CO_2), geprüft an den separat hergestellten Proben 86

Abbildung 61: Gegenüberstellung zwischen 28-Tage-Rückprallwert und Karbonatisierungsrate K_{ac} (3,0 Vol.-% CO_2), geprüft an den separat hergestellten Proben 87

Abbildung 62: Korrelation zwischen Chloridmigrationskoeffizient und spezifischem Elektrolytwiderstand im Betonalter von 28 Tagen, geprüft an den separat hergestellten Proben 88

Abbildung 63: Korrelation zwischen Chloridmigrationskoeffizient und spezifischem Elektrolytwiderstand im Betonalter von 28 Tagen, geprüft an den Demonstrator-Bauteilen 89

Abbildung 64: Korrelation zwischen Chloridmigrationskoeffizient und spezifischem Elektrolytwiderstand nach 28 Tagen, geprüft an separat hergestellten Proben und Demonstrator-Bauteilen 89

Abbildung 65: Gegenüberstellung der 28-Tage-Druckfestigkeit zwischen separat hergestellten Proben und Bauteilproben (oben) bzw. Bauteilproben mit Lagerung „Lab“ (unten) 90

Abbildung 66: Gegenüberstellung der Karbonatisierungsrate K_{ac} zwischen separat hergestellten Proben und Bauteilproben (unterteilt in Kern- bzw. Randzone) 92

Abbildung 67: Gegenüberstellung der Karbonatisierungsrate K_{ac} zwischen separat hergestellten Proben und Bauteilproben mit Lagerung „Lab“ (unterteilt in Kern- bzw. Randzone) 93

Abbildung 68: Gegenüberstellung des 28-Tage-Chloridmigrationskoeffizienten zwischen separat hergestellten Proben und Bauteilproben (unterteilt in Kern- bzw. Randzone) 94

Abbildung 69: Gegenüberstellung des 28-Tage-Chloridmigrationskoeffizienten zwischen separat hergestellten Proben und Bauteilproben mit Lagerung „Lab“ (unterteilt in Kern- bzw. Randzone) 96

Abbildung 70: Gegenüberstellung des 28-Tage-Spez. Elektrolytwiderstands zwischen separat hergestellten Proben und Demonstrator-Bauteilen (unbewehrter Messbereich) 97

Abbildung 71: Gegenüberstellung des 28-Tage-Spez. Elektrolytwiderstands am Demonstrator-Bauteil, unterteilt zwischen unbewehrtem und bewehrtem Messbereich 98

Abbildung 72: Gegenüberstellung des 28-Tage-Rückprallwerts zwischen separat hergestellten Proben und Demonstrator-Bauteilen 99

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Expositionsklassen für Bewehrungskorrosion, nach DIN EN 206 [2] und DIN 1045-2 [3] 5

Tabelle 2: Grenzwerte (XC) für Zusammensetzung und Eigenschaften, nach [3] 13

Tabelle 3: Mindestbetondeckungen (XC) bei Verwendung von Betonstahl, nach [4] 13

Tabelle 4: Mindestbetondeckungen in Abhängigkeit von den Expositionsklassen und Expositionswiderstandsklassen für die Beständigkeit gegen Korrosion infolge von Karbonatisierung, nach [11] 14

Tabelle 5: Grenzwerte (XD/XS) für Zusammensetzung und Eigenschaften, nach [3] 22

Tabelle 6: Mindestbetondeckungen (XD/XS) bei Verwendung von Betonstahl, nach [4] 22

Tabelle 7: Mindestbetondeckungen in Abhängigkeit von den Expositionsklassen und Expositionswiderstandsklassen für die Beständigkeit gegen Korrosion infolge von Chloriden, nach [11] 23

Tabelle 8: Übersicht der Baustellen und Betonzusammensetzungen 51

Tabelle 9: Übersicht der hergestellten Demonstrator-Bauteile 54

Tabelle 10: Versuchsmatrix der hergestellten Betone 56

Anhang

Anhang A: Baustellenprotokolle 125
Anhang B: Wetterdaten der Baustellen mit den Demonstrator-Bauteilen..... 126
Anhang C: Einzelergebnisse der Prüfverfahren 134

Anhang A: Baustellenprotokolle

Tabelle A-1: Frischbetonergebnisse der einzelnen Baustellen B1 bis B10

Baustelle	Charge	Herstelldatum	Temp.$_{Luft}$	Temp.$_{Beton}$	Ausbreitmaß	Konsistenz	Frischbeton-rohdichte	Luft-gehalt
[-]	[-]	[TT.MM.JJJJ]	[°C]	[°C]	[mm]	[-]	[kg/m^3]	[Vol.-%]
B1	Ch.1	14.09.2021	16,0	21,0	430	F3	2258	5,4
	Ch.2	14.09.2021	18,0	22,0	480	F3	2220	7,4
B2	Ch.1	23.09.2021	16,4	21,3	480	F3	2400	
	Ch.2	23.09.2021	19,0	22,0	470	F3	2440	
B3	Ch.1	18.11.2021	9,9	13,8	680	F6	2400	
	Ch.2	18.11.2021	9,6	13,6	570	F5	2370	
	Ch.3	10.12.2021	3,3	11,4	590	F5	2330	
B4-I	Ch.1 + Wand	19.01.2022	5,8	10,0	460	F3	2400	
	Ch.2	31.03.2022	8,0	13,2	510	F4	2405	
	Ch.3	31.03.2022	6,0	14,0	450	F3	2350	
B4-II	Ch.1 + Wand	30.08.2022	23,9	28,6	460	F3	2340	
	Ch.2	30.08.2022	20,0	25,5	460	F3	2350	
	Ch.3	30.08.2022	20,4	26,2	440	F3	2370	
B4-III	Ch.1 + Platte	21.11.2022	3,4	11,9	440	F3	2300	5,0
	Ch.2	21.11.2022	3,0	10,6	480	F3	2290	6,8
	Ch.3	21.11.2022	2,9	10,4	520	F4	2330	7,0
B5	Ch.1 + Platte	16.03.2023	5,3	19,0	510	F4	2328	
	Ch.2	16.03.2023	7,7	22,0	460	F3	2358	
	Ch.3	16.03.2023	6,0	19,6	480	F3	2301	
B6-I	Ch.1 + Wand	02.11.2021	11,8	17,5	480	F3	2334	1,5
	Ch.2	02.11.2021	12,0	17,6	490	F4	2332	1,8
	Ch.3	02.11.2021	14,9	18,3	480	F3	2347	1,6
B6-II	Ch.1	11.05.2022	24,0	24,0	460	F3	2382	1,6
	Ch.2 + Wand	11.05.2022	25,2	26,0	450	F3	2355	1,7
B7	Ch.1	10.08.2022	15,8	23,9	510	F4	2459	1,0
	Ch.2	10.08.2022	25,1	24,3	530	F4	2410	1,6
B8	Ch.1	27.03.2023	12,7	15,7	480	F3	2350	
	Ch.2	27.03.2023	11,0	15,0	500	F4	2350	
B9	Ch.1	05.04.2023	8,6	16,0	380	F2	2462	
	Ch.2	05.04.2023	8,6	16,7	410	F2	2402	
	Ch.3	05.04.2023	4,2	15,0	460	F3	2403	
B10-I	Ch.1 + Pfeiler	02.02.2023	4,6	9,7	520	F4	2450	1,0
	Ch.2 + Wand	02.02.2023	4,8	10,3	510	F4	2436	1,0
B10-II	Ch.1a + Pfeiler	20.02.2023	7,5	13,6	440	F3	2430	1,9
	Ch.1b							
B10-III	Ch.1a + Pfeiler	02.02.2023	5,0	11,0	560	F5	2430	1,2
	Ch.1b							
B10-IV	Ch.1a + Pfeiler	20.02.2023	7,5	13,2	480	F3	2410	1,7
	Ch.1b							

Anhang B: Wetterdaten der Baustellen mit den Demonstrator-Bauteilen

Baustelle B4-I

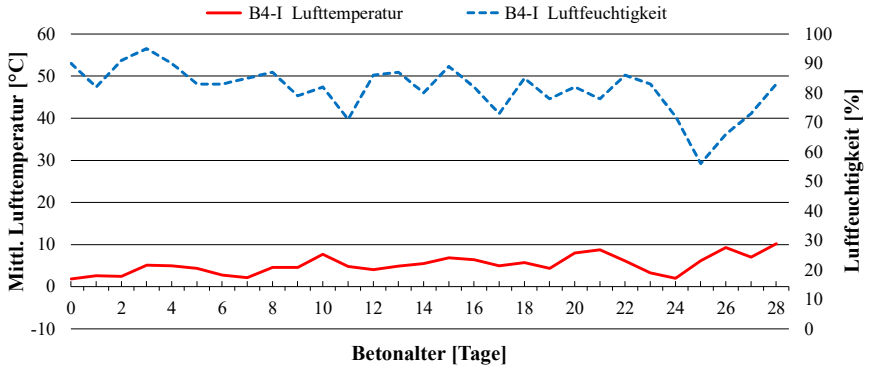


Abbildung A-1: Verläufe zur Lufttemperatur und Luftfeuchtigkeit von B4-I bis zum 28. Tag (Betonalter)

Tabelle A-2: Wetterdaten von B4-I bis zum 28. Tag (Betonalter) [202]

B4-I					
Tag	Datum	min. Temp.	max. Temp.	mittl. Temp.	Luftfeucht.
[-]	[TT.MM.JJJJ]	[°C]	[°C]	[°C]	[%]
0	19.01.2022	-2,5	4,8	1,9	90
1	20.01.2022	0,3	4,1	2,6	82
2	21.01.2022	0,0	4,7	2,5	91
3	22.01.2022	4,2	6,4	5,1	95
4	23.01.2022	3,6	6,5	5,0	90
5	24.01.2022	3,0	5,6	4,4	83
6	25.01.2022	2,1	3,2	2,8	83
7	26.01.2022	1,4	2,8	2,2	85
8	27.01.2022	2,4	7,1	4,6	87
9	28.01.2022	3,0	6,9	4,6	79
10	29.01.2022	5,2	10,0	7,7	82
11	30.01.2022	1,4	6,5	4,8	71
12	31.01.2022	2,3	6,1	4,1	86
13	01.02.2022	2,0	7,9	4,9	87
14	02.02.2022	1,6	8,7	5,5	80
15	03.02.2022	5,4	8,5	6,9	89
16	04.02.2022	3,3	8,9	6,4	82
17	05.02.2022	3,3	6,6	5,0	73
18	06.02.2022	2,1	7,1	5,7	85
19	07.02.2022	2,0	7,7	4,4	78
20	08.02.2022	4,5	10,1	8,0	82
21	09.02.2022	7,7	10,4	8,8	78
22	10.02.2022	3,1	8,2	6,1	86
23	11.02.2022	-0,5	5,0	3,3	83
24	12.02.2022	-2,6	6,8	2,0	72
25	13.02.2022	0,1	10,8	6,2	56
26	14.02.2022	5,7	12,7	9,3	66
27	15.02.2022	5,2	9,0	7,0	73
28	16.02.2022	6,5	14,1	10,2	83

Baustelle B4-II

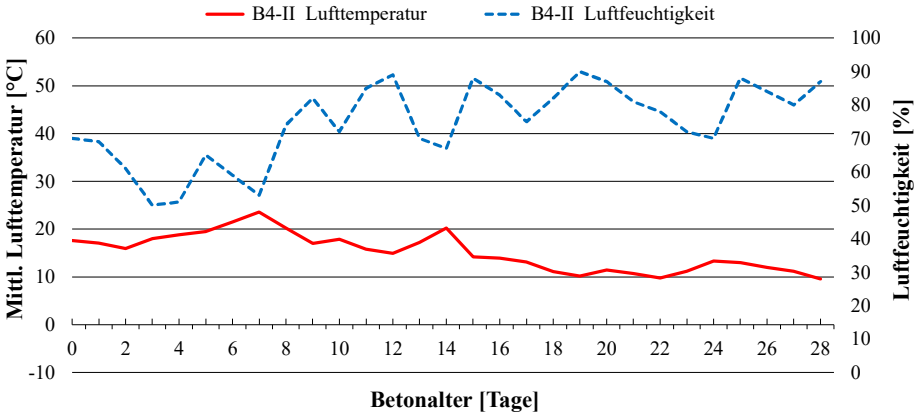


Abbildung A-2: Verläufe zur Lufttemperatur und Luftfeuchtigkeit von B4-II bis zum 28. Tag (Betonalter)

Tabelle A-3: Wetterdaten von B4-II bis zum 28. Tag (Betonalter) [202]

B4-II					
Tag	Datum	min. Temp.	max. Temp.	mittl. Temp.	Luftfeucht.
[-]	[TT.MM.JJJJ]	[°C]	[°C]	[°C]	[%]
0	30.08.2022	9,9	24,6	17,6	70
1	31.08.2022	9,8	24,1	17,1	69
2	01.09.2022	6,7	24,4	15,9	61
3	02.09.2022	9,2	25,9	18,0	50
4	03.09.2022	12,4	24,5	18,8	51
5	04.09.2022	10,0	28,5	19,5	65
6	05.09.2022	12,6	29,5	21,5	59
7	06.09.2022	17,7	31,1	23,6	53
8	07.09.2022	14,1	25,7	20,2	74
9	08.09.2022	13,6	21,7	17,0	82
10	09.09.2022	14,5	23,3	17,9	72
11	10.09.2022	12,3	19,9	15,8	85
12	11.09.2022	11,1	20,1	14,9	89
13	12.09.2022	8,4	24,8	17,2	70
14	13.09.2022	16,5	24,6	20,2	67
15	14.09.2022	10,9	16,4	14,2	88
16	15.09.2022	10,8	18,1	13,9	83
17	16.09.2022	10,1	17,6	13,1	75
18	17.09.2022	8,9	15,8	11,1	82
19	18.09.2022	9,0	11,7	10,2	90
20	19.09.2022	9,0	17,4	11,4	87
21	20.09.2022	4,8	15,9	10,7	81
22	21.09.2022	3,3	17,4	9,8	78
23	22.09.2022	3,3	18,8	11,2	72
24	23.09.2022	7,3	19,9	13,3	70
25	24.09.2022	10,6	16,1	13,0	88
26	25.09.2022	7,2	16,7	12,0	84
27	26.09.2022	8,5	13,3	11,2	80
28	27.09.2022	7,5	12,4	9,6	87

Baustelle B4-III

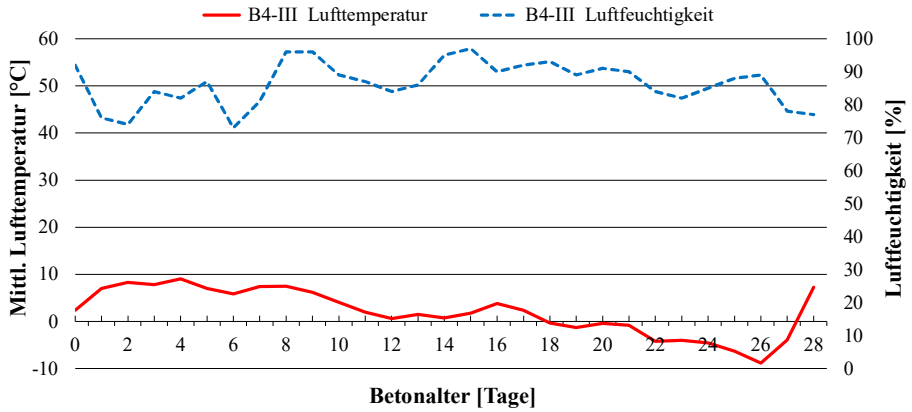


Abbildung A-3: Verläufe zur Lufttemperatur und Luftfeuchtigkeit von B4-III bis zum 28. Tag (Betonalter)

Tabelle A-4: Wetterdaten von B4-III bis zum 28. Tag (Betonalter) [202]

B4-III					
Tag	Datum	min. Temp.	max. Temp.	mittl. Temp.	Luftfeucht.
[-]	[TT.MM.JJJJ]	[°C]	[°C]	[°C]	[%]
0	21.11.2022	0,3	6,9	2,4	92
1	22.11.2022	3,8	9,4	7,0	76
2	23.11.2022	3,8	11,2	8,3	74
3	24.11.2022	4,0	10,6	7,8	84
4	25.11.2022	6,9	11,5	9,0	82
5	26.11.2022	2,6	11,1	7,0	87
6	27.11.2022	0,0	11,6	5,9	73
7	28.11.2022	6,5	8,6	7,4	81
8	29.11.2022	6,8	8,4	7,5	96
9	30.11.2022	5,3	7,4	6,2	96
10	01.12.2022	2,7	5,4	4,1	89
11	02.12.2022	0,9	3,0	2,0	87
12	03.12.2022	0,2	1,3	0,6	84
13	04.12.2022	0,3	2,4	1,5	86
14	05.12.2022	0,2	1,9	0,8	95
15	06.12.2022	0,4	3,8	1,8	97
16	07.12.2022	2,8	5,2	3,8	90
17	08.12.2022	0,2	3,9	2,4	92
18	09.12.2022	-2,8	0,9	-0,3	93
19	10.12.2022	-4,0	-0,1	-1,3	89
20	11.12.2022	-0,6	-0,1	-0,4	91
21	12.12.2022	-4,3	1,3	-0,8	90
22	13.12.2022	-7,2	-0,9	-4,2	84
23	14.12.2022	-7,5	-0,4	-4,0	82
24	15.12.2022	-8,3	1,6	-4,5	85
25	16.12.2022	-9,6	-0,5	-6,3	88
26	17.12.2022	-10,7	-4,9	-8,8	89
27	18.12.2022	-10,1	1,8	-3,9	78
28	19.12.2022	0,4	11,5	7,3	77

Baustelle B5

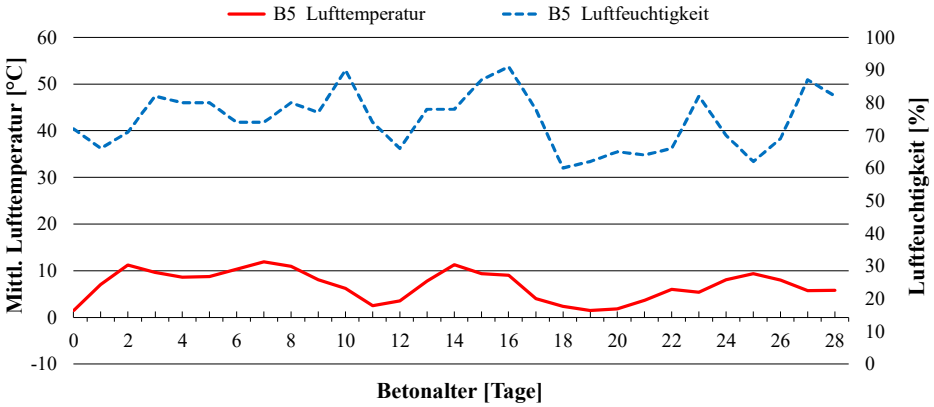


Abbildung A-4: Verläufe zur Lufttemperatur und Luftfeuchtigkeit von B5 bis zum 28. Tag (Betonalter)

Tabelle A-5: Wetterdaten von B5 bis zum 28. Tag (Betonalter) [202]

B5					
Tag	Datum	min. Temp.	max. Temp.	mittl. Temp.	Luftfeucht.
[-]	[TT.MM.JJJJ]	[°C]	[°C]	[°C]	[%]
0	16.03.2023	-6,1	8,2	1,5	72
1	17.03.2023	-1,5	14,8	7,0	66
2	18.03.2023	5,4	17,5	11,2	71
3	19.03.2023	5,6	15,6	9,6	82
4	20.03.2023	5,0	12,4	8,6	80
5	21.03.2023	6,1	12,7	8,8	80
6	22.03.2023	3,5	14,9	10,3	74
7	23.03.2023	9,3	14,1	11,9	74
8	24.03.2023	7,5	13,5	10,9	80
9	25.03.2023	6,0	10,9	8,1	77
10	26.03.2023	3,5	7,8	6,2	90
11	27.03.2023	-0,1	6,3	2,5	74
12	28.03.2023	0,4	7,3	3,5	66
13	29.03.2023	2,3	12,2	7,8	78
14	30.03.2023	7,4	16,4	11,3	78
15	31.03.2023	7,8	12,5	9,4	87
16	01.04.2023	7,7	10,8	9,0	91
17	02.04.2023	2,1	7,7	4,0	78
18	03.04.2023	-0,8	6,1	2,4	60
19	04.04.2023	-3,3	6,7	1,5	62
20	05.04.2023	-5,3	8,5	1,8	65
21	06.04.2023	-5,6	12,8	3,7	64
22	07.04.2023	-0,5	13,6	6,0	66
23	08.04.2023	0,3	9,0	5,4	82
24	09.04.2023	1,5	14,2	8,1	70
25	10.04.2023	-1,2	16,7	9,4	62
26	11.04.2023	0,3	12,6	8,0	69
27	12.04.2023	0,4	11,0	5,7	87
28	13.04.2023	0,3	11,2	5,8	82

Baustelle B6-I

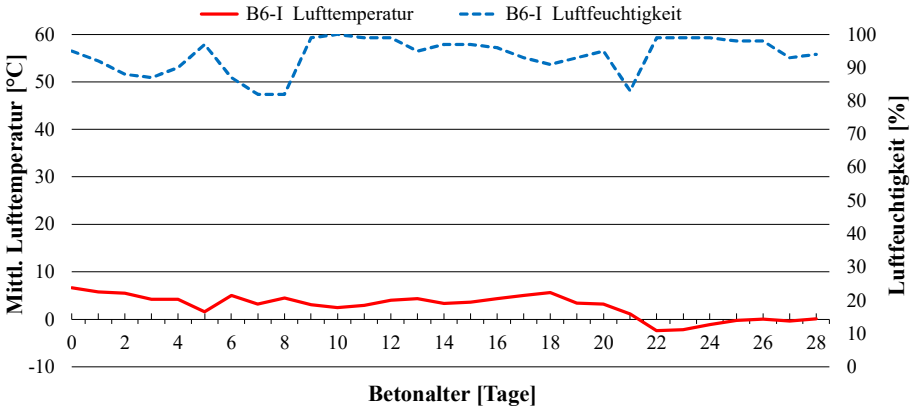


Abbildung A-5: Verläufe zur Lufttemperatur und Luftfeuchtigkeit von B6-I bis zum 28. Tag (Betonalter)

Tabelle A-6: Wetterdaten von B6-I bis zum 28. Tag (Betonalter) [202]

B6-I					
Tag	Datum	min. Temp.	max. Temp.	mittl. Temp.	Luftfeucht.
[-]	[TT.MM.JJJJ]	[°C]	[°C]	[°C]	[%]
0	02.11.2021	3,7	10,0	6,6	95
1	03.11.2021	0,6	10,1	5,8	92
2	04.11.2021	2,6	7,0	5,5	88
3	05.11.2021	1,9	7,0	4,2	87
4	06.11.2021	-1,0	8,4	4,2	90
5	07.11.2021	-1,3	5,3	1,6	97
6	08.11.2021	-0,1	8,1	5,0	87
7	09.11.2021	-2,7	9,5	3,2	82
8	10.11.2021	-0,3	8,9	4,5	82
9	11.11.2021	1,5	4,7	3,1	99
10	12.11.2021	1,7	3,1	2,5	100
11	13.11.2021	1,8	3,7	2,9	99
12	14.11.2021	2,0	5,8	4,0	99
13	15.11.2021	0,3	9,0	4,3	95
14	16.11.2021	0,4	4,5	3,3	97
15	17.11.2021	3,2	4,2	3,6	97
16	18.11.2021	3,3	5,4	4,3	96
17	19.11.2021	4,0	6,2	5,0	93
18	20.11.2021	4,7	7,2	5,6	91
19	21.11.2021	1,9	4,7	3,4	93
20	22.11.2021	1,8	4,7	3,2	95
21	23.11.2021	-2,5	5,9	1,1	83
22	24.11.2021	-4,7	-0,5	-2,4	99
23	25.11.2021	-4,2	-1,4	-2,2	99
24	26.11.2021	-1,7	-0,5	-1,1	99
25	27.11.2021	-1,7	1,2	-0,2	98
26	28.11.2021	-1,0	1,2	0,0	98
27	29.11.2021	-0,9	0,5	-0,4	93
28	30.11.2021	-0,8	2,9	0,1	94

Baustelle B6-II

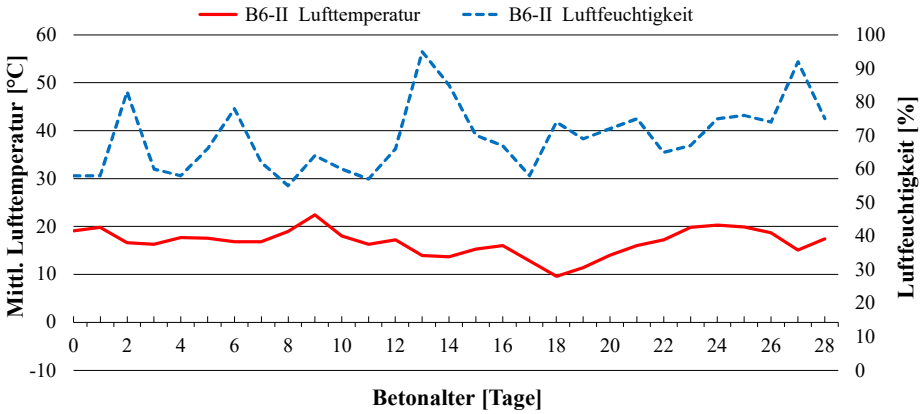


Abbildung A-6: Verläufe zur Lufttemperatur und Luftfeuchtigkeit von B6-II bis zum 28. Tag (Betonalter)

Tabelle A-7: Wetterdaten von B6-II bis zum 28. Tag (Betonalter) [202]

B6-II					
Tag	Datum	min. Temp.	max. Temp.	mittl. Temp.	Luftfeucht.
[-]	[TT.MM.JJJJ]	[°C]	[°C]	[°C]	[%]
0	11.05.2022	10,7	26,3	19,1	58
1	12.05.2022	13,4	25,0	19,8	58
2	13.05.2022	13,3	20,4	16,6	83
3	14.05.2022	9,4	21,9	16,3	60
4	15.05.2022	9,3	24,6	17,7	58
5	16.05.2022	12,7	24,6	17,6	66
6	17.05.2022	13,8	21,6	16,8	78
7	18.05.2022	11,1	22,0	16,8	62
8	19.05.2022	10,5	26,6	19,0	55
9	20.05.2022	15,1	29,1	22,4	64
10	21.05.2022	12,5	21,8	18,0	60
11	22.05.2022	9,2	21,7	16,3	57
12	23.05.2022	12,6	23,3	17,2	66
13	24.05.2022	11,9	16,4	13,9	95
14	25.05.2022	11,7	17,8	13,7	85
15	26.05.2022	10,4	20,1	15,3	70
16	27.05.2022	12,2	21,5	16,0	67
17	28.05.2022	7,2	16,2	12,8	58
18	29.05.2022	4,7	14,3	9,6	74
19	30.05.2022	5,2	17,5	11,4	69
20	31.05.2022	6,4	22,6	14,0	72
21	01.06.2022	11,9	22,5	16,0	75
22	02.06.2022	10,7	23,0	17,2	65
23	03.06.2022	13,0	27,2	19,8	67
24	04.06.2022	14,7	27,5	20,3	75
25	05.06.2022	14,4	27,3	19,9	76
26	06.06.2022	14,1	25,0	18,7	74
27	07.06.2022	13,6	17,4	15,1	92
28	08.06.2022	12,7	23,6	17,4	75

Baustelle B10-I und B10-III

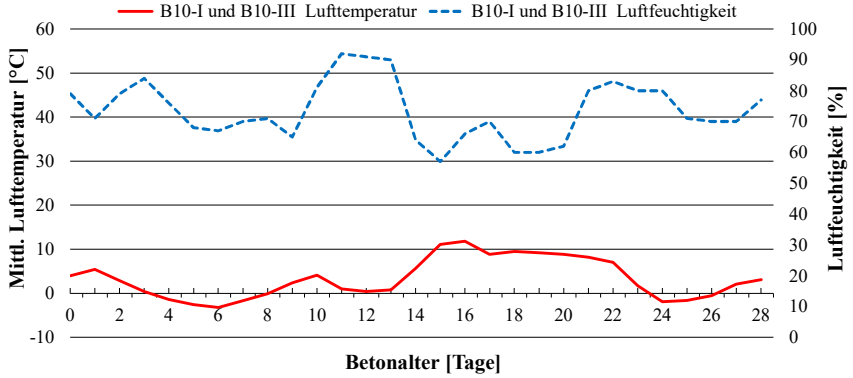


Abbildung A-7: Verläufe zur Lufttemperatur und Luftfeuchtigkeit von B10-I und B10-III bis zum 28. Tag (Betonalter)

Tabelle A-8: Wetterdaten von B10-I und B10-III bis zum 28. Tag (Betonalter) [202]

B10-I und B10-III					
Tag	Datum	min. Temp.	max. Temp.	mittl. Temp.	Luftfeucht.
[-]	[TT.MM.JJJJ]	[°C]	[°C]	[°C]	[%]
0	02.02.2023	3,4	4,6	4,0	79
1	03.02.2023	4,3	7,1	5,4	71
2	04.02.2023	-0,9	4,7	2,9	79
3	05.02.2023	-3,0	3,8	0,4	84
4	06.02.2023	-3,8	0,0	-1,4	76
5	07.02.2023	-5,7	2,1	-2,6	68
6	08.02.2023	-6,0	-0,2	-3,2	67
7	09.02.2023	-7,3	4,9	-1,7	70
8	10.02.2023	-4,3	5,3	-0,1	71
9	11.02.2023	-2,4	7,2	2,4	65
10	12.02.2023	0,7	9,1	4,1	81
11	13.02.2023	-1,0	2,5	1,0	92
12	14.02.2023	-1,8	5,3	0,4	91
13	15.02.2023	-2,4	8,0	0,8	90
14	16.02.2023	-2,6	13,4	5,7	64
15	17.02.2023	8,4	13,8	11,1	57
16	18.02.2023	10,3	14,8	11,8	66
17	19.02.2023	7,5	11,3	8,9	70
18	20.02.2023	5,4	14,7	9,5	60
19	21.02.2023	4,3	16,2	9,2	60
20	22.02.2023	2,1	16,4	8,8	62
21	23.02.2023	5,2	11,6	8,2	80
22	24.02.2023	2,2	11,0	7,0	83
23	25.02.2023	-1,9	5,7	1,7	80
24	26.02.2023	-4,4	1,1	-1,9	80
25	27.02.2023	-2,6	0,2	-1,6	71
26	28.02.2023	-3,6	3,4	-0,5	70
27	01.03.2023	-1,1	6,2	2,1	70
28	02.03.2023	-1,2	11,5	3,1	77

Baustelle B10-II und B10-IV

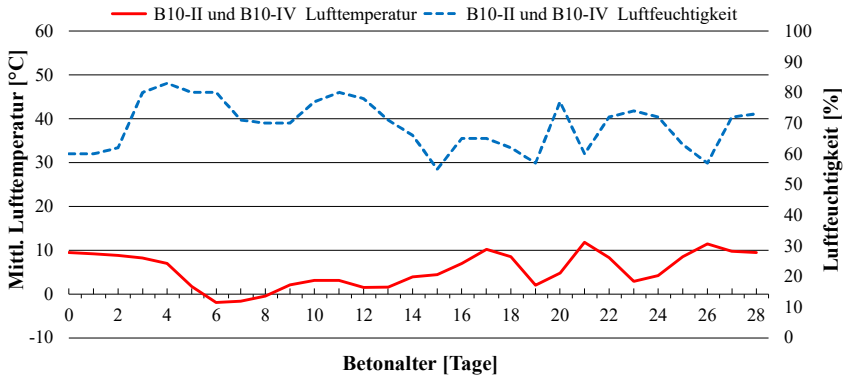


Abbildung A-8: Verläufe zur Lufttemperatur und Luftfeuchtigkeit von B10-II und B10-IV bis zum 28. Tag (Betonalter)

Tabelle A-9: Wetterdaten von B10-II und B10-IV bis zum 28. Tag (Betonalter) [202]

B10-II und B10-IV					
Tag	Datum	min. Temp.	max. Temp.	mittl. Temp.	Luftfeucht.
[-]	[TT.MM.JJJJ]	[°C]	[°C]	[°C]	[%]
0	20.02.2023	5,4	14,7	9,5	60
1	21.02.2023	4,3	16,2	9,2	60
2	22.02.2023	2,1	16,4	8,8	62
3	23.02.2023	5,2	11,6	8,2	80
4	24.02.2023	2,2	11,0	7,0	83
5	25.02.2023	-1,9	5,7	1,7	80
6	26.02.2023	-4,4	1,1	-1,9	80
7	27.02.2023	-2,6	0,2	-1,6	71
8	28.02.2023	-3,6	3,4	-0,5	70
9	01.03.2023	-1,1	6,2	2,1	70
10	02.03.2023	-1,2	11,5	3,1	77
11	03.03.2023	-0,2	7,5	3,1	80
12	04.03.2023	-0,6	6,7	1,5	78
13	05.03.2023	-0,4	3,4	1,6	71
14	06.03.2023	0,8	2,5	3,9	66
15	07.03.2023	1,6	8,3	4,4	55
16	08.03.2023	2,2	12,4	7,0	65
17	09.03.2023	7,0	14,1	10,2	65
18	10.03.2023	2,8	13,2	8,5	62
19	11.03.2023	-0,1	5,3	2,0	57
20	12.03.2023	-0,2	9,8	4,8	77
21	13.03.2023	4,9	19,5	11,8	60
22	14.03.2023	3,6	12,7	8,3	72
23	15.03.2023	-0,1	7,0	2,9	74
24	16.03.2023	-0,5	10,2	4,2	72
25	17.03.2023	1,3	16,3	8,5	63
26	18.03.2023	4,6	18,3	11,4	57
27	19.03.2023	5,9	14,1	9,8	72
28	20.03.2023	7,5	13,3	9,5	73

Anhang C: Einzelergebnisse der Prüfverfahren

Tabelle A-10: Festbetonrohdichte und Druckfestigkeit der separat hergestellten Proben

Baustelle	Charge	28-Tage-Festbetonrohdichte [kg/m³]				28-Tage-Druckfestigkeit [N/mm²]			
		PK1	PK2	PK3	MW	PK1	PK2	PK3	MW
B1	Ch.1	2232,8	2241,0	2274,2	**2249,3**	37,1	35,7	37,4	**36,7**
	Ch.2	2256,2	2245,2	2248,8	**2250,1**	31,5	32,3	31,5	**31,8**
B2	Ch.1	2322,4	2339,5	2342,9	**2334,9**	49,8	53,3	51,7	**51,6**
	Ch.2	2385,2	2370,5	2386,2	**2380,6**	49,1	48,6	48,8	**48,8**
B3	Ch.1	2382,6	2356,6	2365,9	**2368,4**	49,5	51,7	52,3	**51,2**
	Ch.2	2378,4	2380,4	2372,6	**2377,1**	49,4	52,3	51,5	**51,1**
	Ch.3	2395,7	2392,5	2363,0	**2383,8**	57,3	58,3	53,3	**56,3**
B4-I	Ch.1	2410,4	2395,8	2391,7	**2399,3**	59,1	53,6	58,5	**57,1**
	Ch.2	2393,8	2403,8	2396,9	**2398,1**	56,0	51,0	54,2	**53,7**
	Ch.3	2374,6	2413,5	2390,2	**2392,8**	53,0	54,6	49,2	**52,3**
B4-II	Ch.1	2396,5	2365,6	2375,8	**2379,3**	45,2	48,3	44,0	**45,9**
	Ch.2	2397,4	2364,9	2376,8	**2379,7**	49,8	50,3	48,9	**49,7**
	Ch.3	2364,3	2391,6	2395,2	**2383,7**	51,4	48,1	53,0	**50,8**
B4-III	Ch.1	2332,6	2321,9	2337,0	**2330,5**	48,8	48,1	50,1	**49,0**
	Ch.2	2292,0	2284,2	2283,3	**2286,5**	45,7	45,7	46,4	**45,9**
	Ch.3	2264,7	2273,9	2289,5	**2276,0**	43,5	47,7	41,3	**44,2**
B5	Ch.1	2334,8	2291,1	2304,9	**2310,3**	47,7	49,1	46,8	**47,9**
	Ch.2	2329,7	2322,5	2346,7	**2333,0**	53,0	52,5	54,2	**53,2**
	Ch.3	2308,4	2323,9	2326,8	**2319,7**	48,4	54,1	49,7	**50,7**
B6-I	Ch.1	2327,9	2317,6	2326,6	**2324,1**	46,5	48,2	47,0	**47,2**
	Ch.2	2316,8	2317,3	2330,3	**2321,5**	47,6	50,4	49,6	**49,2**
	Ch.3	2318,9	2313,9	2318,3	**2317,0**	39,3	44,1	46,3	**43,2**
B6-II	Ch.1	2337,1	2363,9	2330,9	**2344,0**	49,1	48,7	51,3	**49,7**
	Ch.2	2368,8	2350,2	2368,7	**2362,6**	56,5	51,7	52,4	**53,5**
B7	Ch.1	2391,2	2389,6	2392,0	**2390,9**	41,4	39,3	40,7	**40,5**
	Ch.2	2405,0	2373,3	2364,9	**2381,1**	40,2	39,0	39,0	**39,4**
B8	Ch.1	2393,7	2370,9	2375,3	**2380,0**	39,6	40,4	39,1	**39,7**
	Ch.2	2359,7	2364,2	2334,0	**2352,7**	37,2	40,1	36,6	**38,0**
B9	Ch.1	2375,5	2386,5	2339,2	**2367,1**	43,7	43,2	40,8	**42,6**
	Ch.2	2339,4	2368,4	2337,3	**2348,4**	48,6	52,7	52,0	**51,1**
	Ch.3	2349,3	2337,6	2345,4	**2344,1**	40,8	39,2	41,7	**40,6**
B10-I	Ch.1	2374,8	2385,0	2386,6	**2382,1**	50,0	51,1	53,8	**51,6**
	Ch.2	2411,2	2390,2	2420,5	**2407,3**	53,4	55,2	53,1	**53,9**
B10-II	Ch.1a	2390,6	2408,6	2403,6	**2400,9**	53,0	52,0	56,0	**53,7**
	Ch.1b	2398,9	2416,0	2404,9	**2406,6**	50,2	51,3	51,9	**51,1**
B10-III	Ch.1a	2423,3	2407,4	2427,5	**2419,4**	64,8	69,1	63,0	**65,6**
	Ch.1b	2437,2	2412,6	2439,5	**2429,8**	68,0	66,0	66,0	**66,7**
B10-IV	Ch.1a	2387,8	2380,4	2370,8	**2379,7**	55,0	51,9	50,0	**52,3**
	Ch.1b	2394,2	2386,4	2377,0	**2385,9**	51,2	54,2	53,0	**52,8**

Tabelle A-11: Festbetonrohdichte und Druckfestigkeit der Bauteilproben (Demonstrator-Bauteile) unter Baustellenbedingungen

Baustelle	Demonst-rator	28-Tage-Festbetonrohdichte [kg/m³]				28-Tage-Druckfestigkeit [N/mm²]			
		PK1	PK2	PK3	MW	PK1	PK2	PK3	MW
B4-I	Wand	2390,8	2408,5	2383,7	**2394,4**	52,9	50,5	52,1	**51,8**
B4-II	Wand	2358,9	2361,0	2369,2	**2363,0**	42,1	41,9	41,8	**41,9**
B4-III	Platte	2330,2	2298,5	2302,4	**2310,4**	51,0	51,4	52,6	**51,7**
B5	Platte	2296,7	2290,6	2294,9	**2294,1**	39,7	38,0	37,8	**38,5**
B6-I	Wand								
B6-II	Wand	2355,7	2335,6	2316,6	**2335,9**	58,9	55,4	55,3	**56,6**
B10-I	Wand	2405,3	2418,9	2398,8	**2407,6**	60,2	59,5	57,7	**59,1**
	Pfeiler	2405,7	2434,3	2416,6	**2418,9**	55,6	50,5	55,2	**53,8**
B10-II	Pfeiler	2400,2	2392,9	2393,3	**2395,5**	68,0	65,7	61,0	**64,9**
B10-III	Pfeiler	2384,1	2415,7	2415,4	**2405,1**	70,8	76,1	81,7	**76,2**
B10-IV	Pfeiler	2403,1	2408,1	2413,2	**2408,1**	64,8	67,0	66,6	**66,2**

Tabelle A-12: Festbetonrohdichte und Druckfestigkeit der Bauteilproben (Demonstrator-Bauteile) unter „Lab“-Lagerung

Baustelle	Demonst-rator	28-Tage-Festbetonrohdichte [kg/m³]				28-Tage-Druckfestigkeit [N/mm²]			
		PK1	PK2	PK3	MW	PK1	PK2	PK3	MW
B4-I	Wand								
B4-II	Wand	2380,7	2375,4	2397,7	**2384,6**	41,5	43,0	40,5	**41,7**
B4-III	Platte	2340,8	2337,5	2328,4	**2335,6**	52,1	49,4	50,6	**50,7**
B5	Platte								
B6-I	Wand	2318,9	2318,6	2321,6	**2319,7**	47,8	42,0	43,6	**44,5**
B6-II	Wand	2342,8	2298,1	2333,5	**2324,8**	56,1	52,4	56,9	**55,1**
B10-I	Wand	2442,3	2395,0	2448,6	**2428,6**	60,6	58,4	62,3	**60,4**
	Pfeiler								
B10-II	Pfeiler								
B10-III	Pfeiler								
B10-IV	Pfeiler								

Tabelle A-13: Karbonatisierung unter natürlichen Prüfbedingungen (0,05 Vol.-% CO_2) der separat hergestellten Proben

Baustelle	Charge	Karbonatisierungstiefe [mm]			Variationskoeffizient [%]			K_c	CoV
		3 M.	6 M.	12 M.	3 M.	6 M.	12 M.	[mm/a^{0,5}]	[%]
B1	Ch.1	1,8	3,0	4,8	25,8	24,4	20,1	**4,57**	1,6
	Ch.2	2,4	3,6	5,3	27,5	21,0	14,6	**5,06**	4,1
B2	Ch.1	1,2	1,9	2,9	44,9	40,2	30,7	**2,88**	0,2
	Ch.2								
B3	Ch.1	0,9	2,0	3,2	58,3	39,1	26,2	**3,22**	10,0
	Ch.2	1,2	2,2	3,6	58,1	28,8	24,4	**3,56**	5,5
	Ch.3	1,1	2,3	3,6	37,8	29,7	23,2	**3,54**	6,0
B4-I	Ch.1	0,7	1,3	2,7	31,7	27,7	27,5	**2,54**	5,6
	Ch.2	0,5	1,6	2,4	59,6	29,7	23,5	**2,41**	4,8
	Ch.3	0,6	1,7	2,6	43,3	25,9	17,1	**2,64**	3,8
B4-II	Ch.1	0,3	2,0	3,2	84,3	30,2	21,2	**3,32**	3,1
	Ch.2	0,3	1,7	3,2	*(111,3)*	36,3	20,9	**3,17**	1,5
	Ch.3	0,4	1,8	3,3	98,9	30,3	28,1	**3,32**	8,2
B4-III	Ch.1	0,5	0,8	1,8	77,6	55,7	83,4	**1,67**	7,9
	Ch.2	0,6	0,8	2,4	43,4	38,3	51,5	**2,16**	6,5
	Ch.3	0,5	0,9	2,3	57,5	47,9	54,3	**2,13**	18,7
B5	Ch.1	2,0	2,8	3,9	48,9	41,1	33,2	**3,94**	1,8
	Ch.2	2,0	2,9	4,0	37,8	35,7	36,0	**4,05**	11,2
	Ch.3	1,9	2,8	3,9	58,2	33,8	29,3	**3,92**	7,3
B6-I*	Ch.1	0,9	2,0	4,3	46,3	49,9	33,3	**4,16**	16,5
	Ch.2	0,9	1,9	4,1	45,8	24,4	21,7	**3,91**	5,4
	Ch.3	0,8	2,2	4,1	56,1	48,6	26,7	**4,05**	1,9
B6-II	Ch.1	0,3	0,8	2,8	74,3	99,7	32,7	**2,42**	11,0
	Ch.2	0,3	1,7	3,2	74,3	86,5	35,2	**2,86**	7,1
B7	Ch.1	2,1	3,7	4,8	46,0	37,2	25,5	**4,99**	7,2
	Ch.2	2,1	3,4	4,6	50,1	28,4	19,7	**4,72**	3,8
B8	Ch.1								
	Ch.2	1,1	2,0	2,6	51,5	63,5	40,9	**2,69**	16,8
B9	Ch.1	1,3	2,1	3,4	42,3	35,9	27,9	**3,39**	0,9
	Ch.2	1,2	2,1	3,2	64,0	34,9	34,1	**3,24**	0,8
	Ch.3								
B10-I	Ch.1	1,5	1,8	2,8	29,1	38,2	28,1	**2,74**	13,5
	Ch.2	0,9	1,8	2,5	59,8	29,6	27,9	**2,54**	4,8
B10-II	Ch.1a	0,4	1,1	2,8	38,3	61,8	25,6	**2,60**	4,1
	Ch.1b	0,8	1,5	2,3	64,8	32,3	30,3	**2,29**	11,4
B10-III	Ch.1a	0,1	0,1	1,0	*(241,1)*	*(203,7)*	16,9	**0,88**	0,8
	Ch.1b	0,2	0,4	0,9	95,4	49,1	44,5	**0,90**	24,3
B10-IV	Ch.1a	0,5	1,7	2,9	28,8	52,7	25,4	**2,91**	0,7
	Ch.1b	1,0	1,8	2,8	38,5	37,3	44,0	**2,79**	12,3

*Prüfung fand nicht in der Klimakammer, sondern im Freien unter natürlichen Lagerungsbedingungen (geschützt vor Regen) statt

Tabelle A-14: Karbonatisierung unter beschleunigten Prüfbedingungen (3,0 Vol.-% CO_2) der separat hergestellten Proben

Baustelle	Charge	Karbonatisierungstiefe [mm]			Variationskoeffizient [%]			K_{ac}	CoV	K_{ac}
		7 Tage	28 Tage	70 Tage	7 Tage	28 Tage	70 Tage	[mm/d^{0,5}]	[%]	[mm/a^{0,5}]
B1	Ch.1	5,4	9,9	15,8	27,4	10,0	9,8	**1,66**	4,4	**31,80**
	Ch.2	6,4	12,4	17,8	26,9	15,4	13,5	**1,85**	0,2	**35,44**
B2	Ch.1	3,3	7,0	10,1	23,8	26,8	12,9	**1,07**	1,9	**20,42**
	Ch.2									
B3	Ch.1	2,9	7,8	11,2	38,6	24,2	16,7	**1,31**	0,6	**25,07**
	Ch.2	2,8	7,8	11,5	55,1	18,0	16,2	**1,36**	1,7	**25,94**
	Ch.3	4,2	8,6	12,0	24,4	15,6	15,1	**1,36**	1,3	**26,06**
B4-I	Ch.1	3,2	6,1	8,5	17,8	16,2	15,5	**0,95**	1,0	**18,16**
	Ch.2	2,9	6,5	8,1	21,2	21,6	15,9	**0,98**	2,6	**18,65**
	Ch.3	3,2	6,2	7,9	20,3	18,7	21,0	**0,93**	5,3	**17,77**
B4-II	Ch.1	3,1	7,0	10,9	28,8	19,4	12,4	**1,32**	1,8	**25,23**
	Ch.2	3,9	6,9	11,3	26,8	16,4	15,6	**1,33**	3,6	**25,46**
	Ch.3	3,5	6,9	10,7	28,2	18,0	15,9	**1,27**	2,5	**24,32**
B4-III	Ch.1	2,7	5,7	7,2	21,7	19,8	21,4	**0,88**	3,0	**16,75**
	Ch.2	3,0	6,8	8,2	22,4	16,0	23,6	**1,02**	7,5	**19,45**
	Ch.3	2,7	6,2	7,9	25,5	19,0	25,5	**0,97**	11,3	**18,58**
B5	Ch.1	4,5	8,7	13,3	36,9	25,3	18,5	**1,59**	4,4	**30,29**
	Ch.2	3,9	8,5	12,9	32,5	28,8	15,6	**1,56**	2,9	**29,75**
	Ch.3	4,3	8,3	13,4	39,7	21,8	18,2	**1,59**	4,5	**30,41**
B6-I	Ch.1	2,5	7,0	13,3	50,3	33,3	25,3	**1,61**	4,6	**30,71**
	Ch.2	2,8	7,0	14,2	29,7	24,3	16,5	**1,70**	1,4	**32,39**
	Ch.3	2,0	7,3	13,6	41,9	30,3	19,4	**1,67**	4,6	**31,83**
B6-II	Ch.1	3,9	5,1	9,4	29,8	32,5	19,6	**1,06**	1,0	**20,31**
	Ch.2	3,2	5,0	9,5	32,6	34,5	23,5	**1,10**	2,9	**21,03**
B7	Ch.1	4,9	10,0	15,6	14,4	14,2	12,8	**1,82**	1,6	**34,86**
	Ch.2	4,9	10,3	16,2	20,8	15,3	18,6	**1,92**	0,5	**36,75**
B8	Ch.1									
	Ch.2	2,7	5,8	9,1	38,1	29,5	26,8	**1,08**	10,9	**20,56**
B9	Ch.1	4,0	8,1	12,0	33,6	21,6	15,2	**1,43**	0,0	**27,40**
	Ch.2	4,0	7,8	11,4	42,4	24,8	18,5	**1,36**	3,0	**26,03**
	Ch.3									
B10-I	Ch.1	3,0	5,8	7,2	32,7	32,7	21,8	**0,88**	4,3	**16,76**
	Ch.2	2,4	5,3	7,7	60,9	44,4	25,9	**0,93**	1,6	**17,78**
B10-II	Ch.1a	2,6	6,3	9,4	46,4	23,0	17,2	**1,13**	5,2	**21,57**
	Ch.1b	3,1	6,0	9,8	38,2	27,1	17,8	**1,17**	3,7	**22,43**
B10-III	Ch.1a	0,8	0,5	2,3	*(199,1)*	52,0	54,9	**0,24**	26,0	**4,59**
	Ch.1b	0,8	2,4	3,6	64,9	47,3	39,5	**0,45**	19,0	**8,53**
B10-IV	Ch.1a	2,9	6,3	9,4	36,8	24,7	20,2	**1,12**	1,5	**21,46**
	Ch.1b	3,5	6,5	9,6	30,9	27,2	15,5	**1,15**	0,9	**21,92**

Tabelle A-15: Karbonatisierung unter beschleunigten Prüfbedingungen (3,0 Vol.-% CO_2) der Bauteilproben (Demonstrator-Bauteile) unter Baustellenbedingungen

Baustelle	Demonstrator	Nachbehandlung	Karbonatisierungstiefe [mm]			Variationskoeffizient [%]			K_{ac}
			7 Tage	28 Tage	70 Tage	7 Tage	28 Tage	70 Tage	[mm/d^{0,5}]
B4-I	Wand								
B4-II	Wand								
B4-III	Platte								
B5	Platte								
B6-I	Wand								
B6-II	Wand	Randzone$_{1Tage}$	6,7	10,5	15,0	17,3	9,3	9,2	**1,75**
		Kern	3,2	6,0	10,5	37,0	16,3	15,7	**1,24**
		Randzone$_{7Tage}$	3,4	6,9	12,0	26,4	16,2	16,0	**1,43**
B10-I	Wand	Randzone$_{7Tage}$	4,3	7,1	10,0	15,9	11,3	11,9	**1,17**
		Kern	3,4	6,1	8,5	33,8	19,0	9,4	**1,01**
		Randzone$_{18Tage}$	3,3	6,2	10,4	31,5	17,8	8,9	**1,23**
	Pfeiler	Randzone$_{7Tage}$	3,2	3,9	8,6	26,7	25,0	12,3	**0,96**
		Kern	1,9	5,2	8,5	55,4	29,3	19,0	**1,04**
		Randzone$_{25Tage}$	3,2	3,9	8,3	35,0	44,0	18,0	**0,92**
B10-II	Pfeiler	Randzone$_{7Tage}$	4,4	6,6	9,5	35,6	20,0	26,4	**1,10**
		Kern	3,8	5,8	8,7	48,3	15,7	23,4	**1,01**
B10-III	Pfeiler	Randzone$_{25Tage}$	1,2	1,2	2,6	*(116,3)*	97,7	35,1	**0,29**
		Kern	0,6	1,1	2,0	58,9	*(118,6)*	23,0	**0,24**
B10-IV	Pfeiler	Randzone$_{7Tage}$	3,7	5,1	10,1	41,6	17,8	26,9	**1,15**
		Kern	3,7	5,4	8,4	19,9	24,6	19,2	**0,97**

Tabelle A-16: Karbonatisierung unter beschleunigten Prüfbedingungen (3,0 Vol.-% CO_2) der Bauteilproben (Demonstrator-Bauteile) unter „Lab“-Lagerung

Baustelle	Demonstrator	Nachbehandlung	Karbonatisierungstiefe [mm]			Variationskoeffizient [%]			K_{ac}
			7 Tage	28 Tage	70 Tage	7 Tage	28 Tage	70 Tage	[mm/d^{0,5}]
B4-I	Wand								
B4-II	Wand								
B4-III	Platte								
B5	Platte								
B6-I	Wand	Randzone$_{7Tage}$	5,0	10,8	16,7	30,2	13,0	15,9	**2,01**
		Kern	4,4	9,7	15,7	18,3	8,3	9,7	**1,89**
B6-II	Wand	Randzone$_{1Tage}$							
		Kern	2,8	4,7	9,3	17,0	12,5	12,1	**1,07**
		Randzone$_{7Tage}$	3,3	5,4	9,7	24,5	22,6	16,5	**1,13**
B10-I	Wand	Randzone$_{7Tage}$	3,1	5,5	8,7	20,5	14,7	11,0	**1,02**
		Kern	3,4	3,7	8,4	26,3	19,7	14,1	**0,92**
		Randzone$_{18Tage}$							
	Pfeiler	Randzone$_{7Tage}$							
		Randzone$_{25Tage}$							
		Kern							
B10-II	Pfeiler	Randzone$_{7Tage}$							
		Kern							
B10-III	Pfeiler	Randzone$_{25Tage}$							
		Kern							
B10-IV	Pfeiler	Randzone$_{7Tage}$							
		Kern							

Tabelle A-17: Chloridmigrationskoeffizient der separat hergestellten Proben

Baustelle	Charge	28-Tage-Chloridmigrationskoeffizient [$\cdot 10^{-12}$ m^2/s]				
		PK1	PK2	PK3	MW	CoV [%]
B2	Ch.1	4,1	3,3	5,1	**4,2**	20,8
	Ch.2	3,7	3,2	6,1	**4,3**	34,7
B4-I	Ch.1	21,5	20,3	20,8	**20,9**	3,0
	Ch.2	19,2	20,0	20,0	**19,8**	2,3
	Ch.3	18,8	19,7	17,1	**18,5**	6,9
B4-II	Ch.1	3,8	4,0	3,8	**3,9**	3,4
	Ch.2	4,7	2,8	3,6	**3,7**	25,8
	Ch.3	3,7	4,3	4,9	**4,3**	13,3
B4-III	Ch.1	15,0	15,0	15,1	**15,0**	0,6
	Ch.2	16,1	15,1	15,9	**15,7**	3,3
	Ch.3	14,5	16,5	16,3	**15,8**	7,1
B5	Ch.1	8,2	7,9	7,3	**7,8**	5,7
	Ch.2	6,6	7,5	7,8	**7,3**	9,0
	Ch.3	8,4	8,0	8,7	**8,3**	4,6
B6-I	Ch.1	4,4	4,8	5,1	**4,7**	7,8
	Ch.2	4,6	5,2	4,8	**4,9**	6,6
	Ch.3	5,9	5,7	5,9	**5,8**	2,4
B6-II	Ch.1					
	Ch.2	3,7	3,0	3,9	**3,6**	13,7
B9	Ch.1	3,7	4,7	3,3	**3,9**	17,5
	Ch.2	4,2	4,0	4,9	**4,4**	10,1
	Ch.3	4,5	4,7	5,3	**4,8**	9,0
B10-I	Ch.1	25,4	26,1	27,3	**26,3**	3,7
	Ch.2	23,3	22,1	24,4	**23,3**	5,1
B10-II	Ch.1a	8,4	8,8	9,4	**8,9**	5,4
	Ch.1b	10,9	10,0	12,4	**11,1**	11,1
B10-III	Ch.1a	*(2,0)*	6,1	6,5	**6,3**	4,0
	Ch.1b	3,6	5,1	4,2	**4,3**	16,7
B10-IV	Ch.1a	4,7	5,2	4,2	**4,7**	11,1
	Ch.1b	5,9	6,3	5,8	**6,0**	3,7

Tabelle A-18: Chloridmigrationskoeffizient der Bauteilproben (Demonstrator-Bauteile) unter Baustellenbedingungen

Baustelle	Demonstrator	Nachbehandlung	28-Tage-Chloridmigrationskoeffizient [$\cdot 10^{-12}$ m^2/s]				
			PK1	PK2	PK3	MW	CoV [%]
B4-I	Wand	$Randzone_{7Tage}$	23,1	23,4	22,1	**22,9**	2,9
		Kern	21,9	22,2	20,3	**21,5**	4,8
		$Randzone_{14Tage}$	21,4	19,7	21,2	**20,8**	4,4
B4-II	Wand	$Randzone_{1Tage}$	9,9	9,9	8,8	**9,5**	6,9
		Kern	7,6	6,6	5,3	**6,5**	17,8
		$Randzone_{7Tage}$	7,8	7,0	7,1	**7,3**	5,9
B4-III	Platte	$Randzone_{1Tage}$	-	19,7	18,6	**19,1**	4,1
		Kern	20,4	17,8	18,8	**19,0**	7,0
		$Randzone_{7Tage}$	16,1	17,8	16,6	**16,8**	5,3
B5	Platte	$Randzone_{1Tage}$	14,4	18,2	17,4	**16,7**	11,8
		Kern	11,3	11,3	11,2	**11,3**	0,4
		$Randzone_{7Tage}$	12,2	11,2	11,9	**11,8**	4,5
B6-I	Wand						
B6-II	Wand	$Randzone_{1Tage}$	5,3	4,9	4,9	**5,0**	4,4
		Kern	2,5	3,6	3,3	**3,1**	19,0
		$Randzone_{7Tage}$	3,9	3,5	4,4	**3,9**	11,1
B10-I	Wand	$Randzone_{7Tage}$	32,2	31,2	29,7	**31,0**	4,1
		Kern	32,4	30,3	28,9	**30,5**	5,9
		$Randzone_{18Tage}$	28,2	26,7	27,7	**27,5**	2,7
	Pfeiler	$Randzone_{7Tage}$	20,4	22,9	24,2	**22,5**	8,5
		$Randzone_{25Tage}$	21,7	24,2	25,7	**23,9**	8,5
B10-II	Pfeiler	$Randzone_{7Tage}$	8,2	8,8	8,1	**8,4**	4,7
B10-III	Pfeiler	$Randzone_{25Tage}$	7,7	8,6	*(1,3)*	**8,1**	48,5
B10-IV	Pfeiler	$Randzone_{7Tage}$	2,2	1,8	2,0	**2,0**	9,1

Tabelle A-19: Chloridmigrationskoeffizient der Bauteilproben (Demonstrator-Bauteile) unter „Lab"-Lagerung

Bau-stelle	Demonstra-tor	Nachbehandlung	28-Tage-Chloridmigrationskoeffizient [$\cdot 10^{-12}$ m^2/s]				
			PK1	PK2	PK3	MW	CoV [%]
B4-I	Wand						
B4-II	Wand	$Randzone_{1Tage}$	4,1	4,8	3,8	**4,3**	2,1
		Kern	4,2	4,0	4,3	**4,2**	3,1
		$Randzone_{7Tage}$	3,5	3,8	4,2	**3,8**	8,6
B4-III	Platte	$Randzone_{1Tage}$	14,8	16,2	16,5	**15,8**	5,9
		Kern	18,5	16,4	17,0	**17,3**	6,0
		$Randzone_{7Tage}$	13,6	-	15,7	**14,6**	10,2
B5	Platte						
B6-I	Wand	$Randzone_{7Tage}$	6,9	7,0	7,1	**7,0**	1,5
		Kern	6,1	7,8	6,5	**6,8**	13,3
B6-II	Wand	$Randzone_{7Tage}$	2,7	2,5	3,2	**2,8**	13,2
B10-I	Wand	$Randzone_{7Tage}$	25,5	25,3	24,9	**25,2**	1,3
	Pfeiler						
B10-II	Pfeiler						
B10-III	Pfeiler						
B10-IV	Pfeiler						

Tabelle A-20: Spezifischer Elektrolytwiderstand (Wenner-Sonde) der separat hergestellten Proben

Baustelle	Charge	28-Tage-Spez. Elektrolytwiderstand [Ωm]				
		PK1	PK2	PK3	MW	CoV [%]
B2	Ch.1	228,8	234,1	223,4	**228,8**	2,3
	Ch.2	220,5	217,6	238,7	**225,6**	5,1
B4-I	Ch.1	70,2	74,3	75,6	**73,4**	3,8
	Ch.2	72,5	73,7	77,1	**74,4**	3,2
	Ch.3	71,6	72,3	74,8	**72,9**	2,3
B4-II	Ch.1	392,9	395,1	363,7	**383,9**	4,6
	Ch.2	477,5	504,9	522,9	**501,7**	4,6
	Ch.3	476,2	527,4	494,1	**499,2**	5,2
B4-III	Ch.1	103,3	94,2	101,4	**99,6**	4,8
	Ch.2	110,4	110,2	104,1	**108,2**	3,3
	Ch.3	104,3	109,9	100,1	**104,8**	4,7
B5	Ch.1	194,1	202,9	192,9	**196,6**	2,8
	Ch.2	183,9	183,9	184,0	**183,9**	0,0
	Ch.3	194,8	202,7	206,6	**201,4**	3,0
B6-I	Ch.1	310,0	380,0	350,0	**346,7**	10,1
	Ch.2	340,0	360,0	350,0	**350,0**	2,9
	Ch.3	360,0	430,0	400,0	**396,7**	8,9
B6-II	Ch.1	435,0	460,0	457,5	**450,8**	3,1
	Ch.2	372,5	406,3	373,8	**384,2**	5,0
B9	Ch.1	464,6	455,2	424,2	**448,0**	4,7
	Ch.2	409,9	433,8	435,7	**426,4**	3,4
	Ch.3	445,8	445,4	427,8	**439,7**	2,3
B10-I	Ch.1	77,0	77,9	79,0	**78,0**	1,3
	Ch.2	67,3	68,3	68,4	**68,0**	0,9
B10-II	Ch.1a	120,0	132,5	126,3	**126,3**	4,9
	Ch.1b	107,7	112,0	108,9	**109,5**	2,0
B10-III	Ch.1a	233,8	230,0	240,0	**234,6**	2,2
	Ch.1b	206,1	197,7	189,2	**197,7**	4,3
B10-IV	Ch.1a	240,0	233,8	227,5	**233,8**	2,7
	Ch.1b	190,9	184,6	188,6	**188,0**	1,7

Tabelle A-21: Spezifischer Elektrolytwiderstand (Wenner-Sonde) der Demonstrator-Bauteile unter Baustellenbedingungen

Baustelle	Demonstrator	Nachbehandlung	28-Tage-Spez. Elektrolytwiderstand [Ωm]			
			unbewehrt	CoV [%]	bewehrt	CoV [%]
B4-I	Wand	$Randzone_{7Tage}$	**64,5**	0,7	**53,6**	0,9
		$Randzone_{14Tage}$	**63,6**	0,6	**54,4**	0,8
B4-II	Wand	$Randzone_{1Tage}$	**238,9**	0,8	**224,8**	0,8
		$Randzone_{7Tage}$	**243,2**	0,5	**218,8**	0,8
B4-III	Platte	$Randzone_{1Tage}$	**92,7**	0,3	**74,1**	0,7
		$Randzone_{7Tage}$	**86,6**	0,3	**77,2**	0,6
B5	Platte	$Randzone_{1Tage}$	**96,0**	0,4	**91,4**	0,6
		$Randzone_{7Tage}$	**104,6**	0,4	**100,1**	0,2
B6-I	Wand	$Randzone_{7Tage}$				
B6-II	Wand	$Randzone_{1Tage}$	**426,7**	3,6	**410**	6,5
		$Randzone_{7Tage}$	**416,7**	3,7	**383,3**	4,0
B10-I	Wand	$Randzone_{7Tage}$	**51,1**	19,8	**44,9**	9,3
		$Randzone_{18Tage}$	**42,1**	16,6	**40,3**	25,0
	Pfeiler	$Randzone_{7Tage}$			**66,7**	2,8
		$Randzone_{25Tage}$			**65,6**	3,0
B10-II	Pfeiler	$Randzone_{7Tage}$			**99,1**	1,9
B10-III	Pfeiler	$Randzone_{25Tage}$			**143,4**	4,0
B10-IV	Pfeiler	$Randzone_{7Tage}$			**175,0**	2,6

Tabelle A-22: Rückprallwert der separat hergestellten Proben

Baustelle	Charge	28-Tage-Rückprallwert [Skalenteile]			
		PK1	PK2	PK3	Median
B4-II	Ch.1	31	32	34	**32**
	Ch.2	28	36	36	**36**
	Ch.3	33	36	37	**36**
B4-III	Ch.1	38	37	36	**37**
	Ch.2	32	34	31	**32**
	Ch.3	29	30	31	**30**
B5	Ch.1	36	36	37	**36**
	Ch.2	38	35	35	**35**
	Ch.3	35	33	35	**35**
B6-II	Ch.1	36	38	40	**38**
	Ch.2	35	39	38	**38**
B7	Ch.1	32	34	33	**33**
	Ch.2	32	33	34	**33**
B8	Ch.1	34	38	35	**35**
	Ch.2	35	38	30	**35**
B9	Ch.1	29	34	30	**30**
	Ch.2	34	35	38	**35**
	Ch.3	33	31	31	**31**
B10-I	Ch.1	47	47	46	**47**
	Ch.2	44	42	45	**44**
B10-II	Ch.1a	40	39	41	**40**
	Ch.1b	40	39	37	**39**
B10-III	Ch.1a	49	50	49	**49**
	Ch.1b	50	46	50	**50**
B10-IV	Ch.1a	39	41	37	**39**
	Ch.1b	35	34	32	**34**

Tabelle A-23: Rückprallwert der Demonstrator-Bauteile unter Baustellenbedingungen

Baustelle	Demonstrator	28-Tage-Rückprallwert [Skalenteile]
B4-I	Wand	
B4-II	Wand	**36**
B4-III	Platte	**28**
B5	Platte	**32**
B6-I	Wand	
B6-II	Wand	**45**
B10-I	Wand	**38**
	Pfeiler	**38**
B10-II	Pfeiler	**41**
B10-III	Pfeiler	**40**
B10-IV	Pfeiler	**39**

Lebenslauf

PERSÖNLICHE DATEN

Vor- und Nachname	David Ov
Geburtsdatum	30.06.1991
Geburtsort	Castrop-Rauxel

BERUFLICHER WERDEGANG

seit 09/2024	Projektleiter Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V. (DAfStb) Budapester Straße 31, 10787 Berlin
05/2018 – 08/2024	Wissenschaftlicher Mitarbeiter Lehrstuhl für Baustofftechnik Ruhr-Universität Bochum
07/2016 – 04/2018	Wissenschaftliche Hilfskraft Lehrstuhl für Baustofftechnik Ruhr-Universität Bochum

AUSBILDUNG

04/2016 – 03/2018	Master-Studium an der Ruhr-Universität Bochum Studiengang: Bauingenieurwesen Abschluss: Master of Science (M.Sc.)
10/2012 – 03/2016	Bachelor-Studium an der Ruhr-Universität Bochum Studiengang: Bauingenieurwesen Abschluss: Bachelor of Science (B.Sc.)
06/2012	Willy-Brandt-Gesamtschule, Castrop-Rauxel Abschluss: Allgemeine Hochschulreife (Abitur)