



Schweizerische Eidgenossenschaft  
Confédération suisse  
Confederazione Svizzera  
Confederaziun svizra

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

**Bundesamt für Strassen**  
**Office fédéral des routes**  
**Ufficio federale delle Strade**

# **Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand von Betonen**

**Exigences par rapport à la résistance à la carbonatation  
des bétons**

**Requirements for the carbonation resistance of concrete  
mixes**

**TFB AG – Technik und Forschung im Betonbau, Wildegg**  
**Dr. Fritz Hunkeler**

**Synaxis AG, Bauingenieure SIA / usic, Zürich**  
**Laura Lammar**

**Forschungsauftrag AGB 2008/012 auf Antrag der  
Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)**

**November 2012**

**649**

Der Inhalt dieses Berichtes verpflichtet nur den (die) vom Bundesamt für Strassen beauftragten Autor(en). Dies gilt nicht für das Formular 3 "Projektabchluss", welches die Meinung der Begleitkommission darstellt und deshalb nur diese verpflichtet.

Bezug: Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS)

Le contenu de ce rapport n'engage que l' (les) auteur(s) mandaté(s) par l'Office fédéral des routes. Cela ne s'applique pas au formulaire 3 "Clôture du projet", qui représente l'avis de la commission de suivi et qui n'engage que cette dernière.

Diffusion : Association suisse des professionnels de la route et des transports (VSS)

Il contenuto di questo rapporto impegna solamente l' (gli) autore(i) designato(i) dall'Ufficio federale delle strade. Ciò non vale per il modulo 3 «conclusione del progetto» che esprime l'opinione della commissione d'accompagnamento e pertanto impegna soltanto questa.

Ordinazione: Associazione svizzera dei professionisti della strada e dei trasporti (VSS)

The content of this report engages only the author(s) commissioned by the Federal Roads Office. This does not apply to Form 3 'Project Conclusion' which presents the view of the monitoring committee.

Distribution: Swiss Association of Road and Transportation Experts (VSS)



Schweizerische Eidgenossenschaft  
Confédération suisse  
Confederazione Svizzera  
Confederaziun svizra

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

# **Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand von Betonen**

**Exigences par rapport à la résistance à la carbonatation  
des bétons**

**Requirements for the carbonation resistance of concrete  
mixes**

**TFB AG – Technik und Forschung im Betonbau, Wildegg**  
**Dr. Fritz Hunkeler**

**Synaxis AG, Bauingenieure SIA / usic, Zürich**  
**Laura Lammar**

**Forschungsauftrag AGB 2008/012 auf Antrag der  
Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)**

## Impressum

### Forschungsstelle und Projektteam

#### Projektleitung

Dr. Fritz Hunkeler, TFB AG – Technik und Forschung im Betonbau, Wildegg

#### Mitglieder

Laura Lammar, Institut für Baustoffe ETH Zürich (Masterarbeit), Synaxis AG, Zürich  
Stephan Frey, TFB AG, Wildegg

### Begleitkommission

#### Präsident

Dr. Martin Käser

#### Mitglieder

Dr. Manuel Alvarez  
Dr. Walter Kaufmann  
Dr. Albin Kenel

### Antragsteller

Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)

### Bezugsquelle

Das Dokument kann kostenlos von <http://www.mobilityplatform.ch> heruntergeladen werden.

# Inhaltsverzeichnis

<b>Zusammenfassung .....</b>	<b>7</b>
<b>Résumé .....</b>	<b>9</b>
<b>Summary .....</b>	<b>11</b>
<b>1 Einleitung .....</b>	<b>13</b>
1.1 Karbonatisierung von Beton und Bewehrungskorrosion.....	13
1.2 Entwicklung der Normanforderungen .....	16
1.3 Veränderungen des Zement- und Betonmarktes.....	17
1.3.1 Neue Zemente.....	17
1.3.2 Recyclingbeton.....	19
1.3.3 Auswirkungen auf die Dauerhaftigkeit .....	19
1.4 Projektziele.....	20
1.5 Projektablauf .....	20
<b>2 Einflüsse auf die Karbonatisierung von Beton .....</b>	<b>21</b>
2.1 Übersicht .....	21
2.2 Karbonatisierungsgeschwindigkeit (Zeitgesetz).....	22
2.3 CO <sub>2</sub> -Gehalt.....	23
2.4 Relative Luftfeuchtigkeit und Temperatur .....	32
2.4.1 Relative Luftfeuchtigkeit .....	32
2.4.2 Temperatur.....	38
2.5 Expositionsbedingungen (Aussenlagerungen) .....	40
2.5.1 Allgemeines .....	40
2.5.2 Ergebnisse von Auslagerungen (unter natürlichen Bedingungen) .....	41
2.5.3 Zeitgesetz bei Aussenlagerungen.....	46
2.6 Betonzusammensetzung.....	50
2.6.1 w/z-Wert .....	50
2.6.2 Zementart .....	51
2.6.3 Zusatzstoffe .....	54
2.6.4 Zementgehalt und Zementleimvolumen .....	56
2.6.5 Zusatzmittel .....	60
2.6.6 Gesteinskörnung und Betonart .....	61
2.7 Ausführung .....	64
2.8 Weitere in der Praxis vorhandene Einflüsse .....	66
2.8.1 Verlauf der Karbonatisierungsfront .....	66
2.8.2 Kanten und Ecken .....	67
2.8.3 Risse .....	70
2.8.4 Zug und Druckspannungen .....	72
2.9 Korrelationen zwischen dem Karbonatisierungskoeffizienten und physikalischen und chemischen Parametern .....	72
2.9.1 Chemische Parameter .....	72
2.9.2 Physikalische Parameter.....	76
2.10 Prüfverfahren.....	81
2.10.1 Schnellkarbonatisierung gemäss Cementbulletin CB 8/1988 .....	81
2.10.2 Technische Spezifikation CEN/TS 12390-10:2007 .....	82
2.10.3 Technische Spezifikation FprCEN/TS 12390-12:2010 .....	82
2.10.4 Prüfung gemäss Norm SN EN 13295:2004 .....	83
2.10.5 Weitere Prüfungen .....	83
2.11 Vorgaben für die Betonzusammensetzung .....	84
2.12 Zusammenfassung der Erkenntnisse aus der Literaturrecherche .....	91
<b>3 Untersuchungen .....</b>	<b>92</b>
3.1 Betonmischungen .....	92
3.2 Prüfungen .....	92
3.2.1 Frischbetonprüfungen .....	92
3.2.2 Physikalische Prüfungen .....	92
3.2.3 Chemische Prüfungen (Na, K, Ca).....	93
3.2.4 Karbonatisierungsprüfungen .....	93

<b>4</b>	<b>Resultate der Vorversuche .....</b>	<b>99</b>
4.1	Frischbetonprüfungen .....	99
4.2	Physikalische Prüfungen.....	99
4.3	Chemische Prüfungen .....	100
4.4	Karbonatisierungsprüfungen.....	101
4.4.1	Ohne Vortrocknung der Prüfkörper.....	101
4.4.2	Mit Vortrocknung der Prüfkörper.....	102
4.5	Korrelationen zwischen dem Karbonatisierungskoeffizienten und physikalischen und chemischen Parametern.....	107
<b>5</b>	<b>Resultate der Hauptversuche .....</b>	<b>110</b>
5.1	Frischbetonprüfungen .....	110
5.2	Physikalische und chemische Prüfungen .....	111
5.3	Karbonatisierungsprüfungen.....	113
5.3.1	Zeitlicher Verlauf der Karbonatisierung .....	113
5.3.2	Karbonatisierungskonstanten .....	114
5.3.3	Einfluss der Nachbehandlung .....	119
5.3.4	Einfluss des CO <sub>2</sub> -Gehaltes .....	121
5.3.5	Einfluss des w/z-Wertes und des Luftgehaltes .....	126
5.4	Karbonatisierung der Oberseiten der Prüfkörper.....	128
5.5	Karbonatisierung an den Kanten .....	130
5.6	Korrelationen zwischen dem Karbonatisierungskoeffizienten und physikalischen und chemischen Parametern.....	131
5.7	Zusammenfassung und Folgerungen aus den Vor- und Hauptversuchen.....	134
<b>6</b>	<b>Grenzwert für den Karbonatisierungskoeffizienten von Betonen .....</b>	<b>135</b>
6.1	Zeitliche Entwicklung des Klimas und des CO <sub>2</sub> -Gehaltes .....	135
6.2	Kanten und Ecken.....	136
6.3	Korrosion.....	139
6.4	Charakterisierung der Expositionsklassen XC3 und XC4 .....	142
6.5	Streuung bei der Bewehrungsüberdeckung .....	143
6.6	Vorschlag für schweizerische Grenzwerte.....	144
6.6.1	Einfluss der Exposition, Überdeckung und Nutzungsduer .....	144
6.6.2	Weitere Einflüsse .....	146
6.6.3	Grenzwerte .....	147
<b>7</b>	<b>Vorschlag für die Prüfung des Karbonatisierungswiderstandes .....</b>	<b>151</b>
7.1	Allgemeines .....	151
7.2	Randbedingungen für die Schnellkarbonatisierungsprüfung.....	152
7.3	Prüfvorschrift.....	153
7.4	Präzision .....	154
<b>8</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick .....</b>	<b>158</b>
<b>Anhänge .....</b>		<b>159</b>
<b>Abkürzungen.....</b>		<b>171</b>
<b>Literaturverzeichnis .....</b>		<b>173</b>
<b>Projektabchluss.....</b>		<b>185</b>
<b>Verzeichnis der Berichte der Forschung im Strassenwesen .....</b>		<b>189</b>

## Zusammenfassung

In der Schweiz wie auch in Europa wandelt sich der Zementmarkt in einem schnellen Tempo. Während 1995 der Anteil der CEM I-Zemente am gesamten schweizerischen Zementverbrauch noch bei ca. 90% lag, betrug er 2011 weniger als 20%. Die CEM I-Zemente wurden zunächst mit CEM II/A-Zementen (hauptsächlich CEM II/A-LL, Portlandkalksteinzement, PKZ), seit einigen Jahren zunehmend durch CEM II/B-Zemente ersetzt. Der PKZ erreichte 2010 in der Schweiz mit einem Anteil von etwa 73% das Maximum. Beim Einsatz der bisherigen Zemente konnte man davon ausgehen, dass bei neuen Bauten die Karbonatisierung des Betons kein direktes und relevantes Risiko für Bewehrungskorrosion mehr darstellte, da die heute gültige Norm SIA 262 eine deutlich höhere Bewehrungsüberdeckung und dichtere Betone (tiefere w/z-Werte) fordert als früher.

Neben diesen Veränderungen wird das Rückbauvolumen von Bauteilen aus Beton oder Mauerwerk in den nächsten Jahren erheblich ansteigen und zu einem zunehmenden Einsatz von Recyclingbeton führen.

Parallel zu diesen Entwicklungen sind auf der Normierungsebene Bestrebungen im Gange, die Leistungsfähigkeit (Dauerhaftigkeit) von Betonen in Zukunft weniger mit Vorgaben an die Zusammensetzung, sondern mittels Prüfungen nachzuweisen und zu sichern. Gleichzeitig wird angestrebt, mit deterministischen oder probabilistischen Modellen Aussagen zum langfristigen Verhalten zu machen und damit geeignete Werkzeuge für die Planung bereit zu stellen.

Die genannten Veränderungen sind im Sinne der Nachhaltigkeit sinnvoll und notwendig, erfordern aber, dass die Dauerhaftigkeit von Beton neu beurteilt wird. Insbesondere ist zu prüfen, ob die bisherigen Anforderungen an die Betonzusammensetzung (w/z-Wert, Zementgehalt) noch ausreichend sind. Diese Fragen waren der Ausgangspunkt des vorliegenden Projektes, mit dem folgende Ziele verfolgt wurden:

- Festlegen der Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand von Betonen.
- Erarbeiten eines Vorschlags für eine schweizerische Norm für eine Schnellprüfung des Karbonatisierungswiderstandes von Beton (Dauerhaftigkeitsprüfung, Qualitätssicherung).

Dazu wurden in einer umfangreichen Analyse publizierte Ergebnisse aus Feld- und Laboruntersuchungen zur Karbonatisierung von Beton ausgewertet. Im Rahmen der eigenen Untersuchungen wurden in den Vorversuchen zunächst die Parameter der Karbonatisierungswiderstandsprüfung evaluiert. In den Hauptversuchen wurde der Einfluss der Betonzusammensetzung (verschiedene Zementarten und Zementgehalte, unterschiedliche w/z-Werte, Luftporen) und der Betoneigenschaften (physikalische und chemische Parameter) auf den Karbonatisierungswiderstand vertieft untersucht.

Die Untersuchungen führten zu folgenden Erkenntnissen zum Karbonatisierungswiderstand von Betonen:

- Als Mass für den Karbonatisierungswiderstand kann der Karbonatisierungskoeffizient (Proportionalitätskonstante beim Zeitgesetz) verwendet werden.
- Anforderungen an die Betonzusammensetzung alleine sind nicht ausreichend, um einen bestimmten Karbonatisierungswiderstand sicherzustellen, da dieser von mehreren Faktoren beeinflusst wird.
- Der w/z- bzw.  $w/z_{eq}$ -Wert, die Zementart und allfällige Zusatzstoffe des Typs II gemäss SN EN 206-1 haben einen entscheidenden Einfluss auf den Karbonatisierungswiderstand. Luftporenhaltige Betone haben einen geringeren Karbonatisierungswiderstand als die gleichen Betone ohne künstlich eingeführte Luftporen.
- Der Zement- und Bindemittelgehalt spielen, bei konstantem w/z-Wert, keine oder nur eine sehr untergeordnete Rolle. Dies gilt auch für den  $w/z_{eq}$ - oder w/B-Wert, sofern das Verhältnis von Zement zu Zusatzstoff konstant bleibt.

- Zwischen Karbonatisierungskoeffizient und physikalischen Parametern (Druckfestigkeit, Gesamtporosität, Wasserleitfähigkeit und Gaspermeabilität) und chemischen Grössen (wasser- und säurelösliches  $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalent und  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Gehalt) sind keine oder nur sehr schwache Zusammenhänge vorhanden. Keiner der Parameter eignet sich für eine sichere und quantitative Beurteilung des Karbonatisierungswiderstandes von Beton.
- Die Verlängerung der Nachbehandlung von 1 auf 7 Tage reduziert den Karbonatisierungskoeffizienten ganz erheblich. Die Verlängerung von 7 auf 28 Tage bewirkt nur noch eine geringe Verbesserung. Die Zementart hat dabei einen wesentlichen Einfluss.
- Die verstärkte Karbonatisierung der Kanten (so genannter Kanteneffekt) nimmt mit zunehmender Karbonatisierungstiefe ab und kann mit dem Interaktionskoeffizienten beschrieben werden.
- Unter unbewitterten und bewitterten Aussenbedingungen karbonatisieren Betone deutlich langsamer als unter Laborbedingungen (erhöhte Luft- bzw. Betonfeuchtigkeit, tiefere Temperatur). Bei unbewitterten Bedingungen liegt der Karbonatisierungskoeffizient bei etwa 80% des Laborwertes. Zudem kann anstelle des einfachen  $\sqrt{t}$ -Gesetzes (Zeitexponent 0.50) mit einem Zeitexponenten von 0.40 gerechnet werden.

Hinsichtlich der Prüfung des Karbonatisierungswiderstandes ergaben sich folgende Folgerungen:

- Die Beschleunigung der Karbonatisierung ändert die Beurteilung des Karbonatisierungswiderstand der Betone nicht grundlegend. Die beschleunigte Prüfung des Karbonatisierungswiderstandes ist daher möglich.
- Mit zunehmenden  $\text{CO}_2$ -Gehalten nimmt die auf den natürlichen  $\text{CO}_2$ -Gehalt bezogene Beschleunigung der Karbonatisierung ab, insbesondere bei  $\text{CO}_2$ -Gehalten über 1%. Dies muss bei Berechnung des Karbonatisierungskoeffizienten für natürliche Bedingungen mit einem Korrekturfaktor berücksichtigt werden. Dieser beträgt 1.17 für einen  $\text{CO}_2$ -Gehalt von 1% und 1.36 für 4%  $\text{CO}_2$ .
- Die geringere als die theoretisch mögliche Beschleunigung der Karbonatisierungsgeschwindigkeit kann mit der verstärkten Karbonatisierung der CSH-Phasen des Zementsteins und dem damit verbundenen verstärkten Verstopfen der Poren bzw. der Reduktion des  $\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizienten erklärt werden. Es ist möglich, dass auch das mit der Karbonatisierung frei gesetzte Wasser bremsend wirkt.

Die aufgeführten Erkenntnisse haben es erlaubt, Grenzwerte für den Karbonatisierungswiderstand in Abhängigkeit von der Bewehrungsüberdeckung und der Nutzungsdauer zu definieren (**Kapitel 6**) und eine entsprechende Prüfvorschrift zu erarbeiten (**Kapitel 7**). Die Grenzwerte sollen in den Nationalen Anhang der Norm SN EN 206-1 einfließen. Die Prüfvorschrift soll neu als Anhang I in die Norm SIA 262/1 aufgenommen werden.

Die erarbeiteten Grundlagen ermöglichen, für eine nicht normkonforme (reduzierte) Bewehrungsüberdeckung projektspezifische Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand des Betons zu stellen.

Ein langfristiges Monitoring von Bauteilen sollte aufgebaut werden, um die vorgeschlagene Extrapolation über 50 bzw. 100 Jahre abzusichern.

## Dank

Die Autoren danken der TFB AG für die namhafte finanzielle Unterstützung dieses Projektes.

## Résumé

En Suisse comme en Europe, le marché du ciment évolue rapidement. Si en 1995, la proportion des ciments CEM I atteignait encore près de 90% de la consommation totale en Suisse, cette proportion a diminué à 20% en 2011. Les ciments CEM I ont d'abord été remplacés par des ciments CEM II/A (en majorité CEM II/A-LL, ciment Portland composé au calcaire), et depuis quelques années de plus en plus par des ciments CEM II/B. Le ciment Portland au calcaire atteignit sa part de marché maximale en Suisse en 2010 avec un pourcentage de 73%. Lors de l'utilisation des ciments actuels, on pouvait admettre que, que la carbonatation du béton ne constituait plus un risque direct et important relatif à la corrosion des armatures pour les constructions récentes. En effet, la norme actuelle SIA 262 exige un enrobage de l'armature considérablement plus élevé et des bétons plus denses (rapport eau/ciment réduit) qu'auparavant.

En outre, le volume de déconstruction d'éléments de construction en béton ou en maçonnerie augmentera considérablement durant les années à venir et mènera à une augmentation de la mise en œuvre de béton de recyclage.

Parallèlement aux développements mentionnés ci-dessus, , des initiatives au niveau de la normalisation sont en cours pour démontrer et assurer la performance (durabilité) des bétons à l'avenir plutôt par des essais, au lieu de faire recours à la composition des bétons. En même temps, on essaie d'évaluer le comportement à long terme de la carbonatation à l'aide de modèles déterministes ou probabilistes, et de développer ainsi des outils adaptés à la conception.

Les changements mentionnés ci-dessus sont significatifs et nécessaires en termes de durabilité. Néanmoins, ils nécessitent une nouvelle évaluation de la durabilité du béton. En particulier, il s'avère nécessaire d'examiner si les actuelles exigences relatives à la composition des bétons (rapport e/c, teneur en ciment) sont suffisantes. Ces questions furent le point de départ du présent projet avec lequel on essaie d'atteindre les objectifs suivants :

- Définir les exigences à la résistance à la carbonatation des bétons
- Elaborer une proposition pour une norme suisse pour un essai rapide de la résistance à la carbonatation des bétons (essai de durabilité, assurance de qualité).

A cette fin, des résultats publiés des mesures in-situ et en laboratoire relatives à la carbonatation du béton ont été évalués dans le cadre d'une analyse approfondie. Dans le cadre des propres mesures, des expériences préliminaires ont permis d'évaluer les paramètres de l'essai de résistance à la carbonatation. Les expériences principales ont permis d'analyser de façon approfondie l'influence de la composition du béton (type et teneur de ciment, rapport eau/ciment, air entrainé) et l'influence des propriétés du béton (paramètres chimiques et physiques) sur la résistance à la carbonatation.

Les conclusions suivantes peuvent être tirées des investigations :

- Le coefficient de carbonatation (constante de proportionnalité de la fonction temporelle) peut être utilisé comme paramètre de mesure de la résistance à la carbonatation.
- Des exigences à la composition du béton seules ne sont pas suffisantes pour garantir une certaine résistance à la carbonatation, car cette dernière est influencée par de multiples facteurs
- Le rapport e/c respectivement  $e/c_{eq}$ , le type de ciment et les additions minérales de type II selon SN EN 206-1 ont une influence décisive sur la résistance à la carbonatation. Des bétons à air entrainé possèdent une résistance à la carbonatation inférieure à celle d'un béton équivalent sans air entrainé.
- La teneur en ciment respectivement en liant ne joue pas de rôle ou uniquement un rôle mineur pour un rapport e/c donné. Ceci reste valable pour le rapport  $e/c_{eq}$  ou eau/liant, à condition que la proportion ciment / addition minérale reste constante.

- Entre le coefficient de carbonatation et les paramètres physiques (résistance à la compression, porosité totale, perméabilité à l'eau, perméabilité aux gaz) et chimiques ( $\text{Na}_2\text{O}_{\text{éq}}$  soluble à l'eau et à l'acide, teneur en  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ), il n'y a peu ou pas de dépendance. Aucun de ces paramètres ne se prête à une appréciation quantitative faible de la résistance à la carbonatation.
- Une prolongation de la durée de cure du béton de 1 à 7 jours réduit le coefficient de carbonatation de façon significative. Une prolongation de 7 à 28 jours ne produit qu'une légère amélioration. Le type de ciment y joue un rôle non négligeable.
- La carbonatation renforcée des arêtes diminue avec l'augmentation de la profondeur de carbonatation et peut être décrite à l'aide du coefficient d'interaction.
- Dans des conditions extérieures exposées et non exposées aux intempéries, la carbonatation du béton se déroule nettement plus lentement que dans des conditions de laboratoire (humidité de l'air et humidité du béton plus élevées, température plus basse). Dans des conditions à l'abri des intempéries, le coefficient de carbonatation atteint à peu près 80% de la valeur mesurée en laboratoire. En plus, l'exposant de temps de la fonction temporelle peut être remplacé par 0.4 (au lieu de 0.5 pour la loi  $\sqrt{t}$  simple).

Concernant l'essai de la résistance à la carbonatation, les conclusions suivantes ont pu être faites :

- L'accélération de la carbonatation n'altère pas fondamentalement l'évaluation de la résistance à la carbonatation des bétons. Un essai accéléré de la résistance à la carbonatation est donc envisageable.
- Avec l'augmentation de la teneur en  $\text{CO}_2$ , l'accélération de la carbonatation relative à la teneur naturelle en  $\text{CO}_2$  diminue, principalement pour de teneurs en  $\text{CO}_2$  supérieures à 1%. Cet effet doit être pris en compte à l'aide d'un facteur de correction lors de l'évaluation du coefficient de carbonatation dans des conditions naturelles. Celui-ci est de 1.17 pour une teneur en  $\text{CO}_2$  de 1% et de 1.36 pour une teneur en  $\text{CO}_2$  de 4%.
- La diminution de l'accélération de carbonatation par rapport à l'accélération théoriquement possible peut être expliquée par la carbonatation renforcée des phases CSH de la pâte de ciment et de l'obturation renforcée des pores et de la réduction du coefficient de diffusion du  $\text{CO}_2$  qui en résultent. Il est également possible, que l'eau libérée lors de la réaction de carbonatation ait un effet inhibant.

Les résultats présentés ci-dessus ont rendu possible de définir des valeurs limites pour le coefficient de carbonatation en fonction de l'enrobage de l'armature et de la durée de service prévue (**chapitre 6**), ainsi que d'élaborer une directive d'essai correspondante (**chapitre 7**). Il est prévu d'inclure les valeurs limites dans l'annexe nationale de la norme SN EN 206-1. La directive d'essai sera incluse comme annexe I dans la norme SIA 262/1.

Les bases développées permettent pour un enrobage d'armature non conforme à la norme (réduit) de spécifier des exigences relatives à la résistance à la carbonatation du béton spécifiques au projet.

Un monitorage à longue terme d'éléments de constructions devrait être réalisé afin de confirmer les extrapolations sur 50 et 100 ans proposées.

### Remerciement

Les auteurs remercient le TFB SA pour le soutien financier notable de ce projet.

## Summary

In Switzerland and in Europe, the cement market is changing very rapidly. If in 1995, the percentage of CEM I-cements on the entire Swiss cement consumption was about 90%, it dropped to less than 20% in 2011. The CEM I-cements were first replaced by CEM II/A-cements (mainly CEM II/A-LL, Portland limestone cement) and in the last few years increasingly by CEM II/B-cements. In 2010, the Portland limestone cement reached its highest market share with 73%. By using the actual cements, it can be assumed that for recent buildings, the carbonation of concrete is no longer a direct and significant risk for reinforcement corrosion, as the currently valid Swiss standard SIA 262 demands significantly higher reinforcement cover and denser concrete (lower w/c ratios) as previously required.

In addition to these changes, the deconstruction of concrete or masonry elements will increase notably in the next few years and will lead to an increased use of recycling concrete.

In parallel to these developments, efforts were taken on a standardization level to proof and ensure the performance (durability) of concrete with fewer requirements regarding the composition, but by means of testing. At the same time, one aims to make predictions about the long-term behavior of carbonation with the help of deterministic or probabilistic models and thus to provide suitable tools for the structural design.

The above changes are reasonable and necessary in terms of sustainability, but require the reassessment of the durability of concrete. In particular, it has to be examined whether the existing requirements for the composition of concrete (w/c ratio, cement content) are sufficient. These questions have been the starting point of this project which pursues the following objectives:

- Defining the requirements for the carbonation resistance of concrete
- Development of a proposal for a Swiss standard for a quick carbonation resistance test for concrete (durability testing, quality insurance).

To reach these objectives, published results from field and laboratory investigations regarding the carbonation of concrete were evaluated in an extensive analysis. In the context of own carbonation measurements, the parameters of the carbonation resistance test were evaluated during the preliminary trials. In the main experiments, the influence of concrete composition (different types of cement and cement contents, varying w/c ratios, entrained air) and the concrete properties (physical and chemical parameters) on the carbonation resistance were examined.

The investigations led to the following findings concerning the carbonation resistance of concrete:

- As a measure of the carbonation, the coefficient of carbonation (constant of proportionality in the time function) can be used.
- Requirements for the concrete composition alone are not sufficient to ensure a certain carbonation resistance, since the last is influenced by several factors.
- The w/c respectively the w/ceq ratio, the type of cement and additives of type II according to SN EN 206-1 have a decisive influence on the carbonation resistance. Air entrained concretes have a lower carbonation resistance as similar concretes without artificially introduced air voids.
- The cement and binder content plays no or a very minor role at a given w/c ratio. This also applies to the w/ceq or w/b ratio if the ratio of cement to additive remains constant.
- Between the coefficient of carbonation and physical parameters (compressive strength, total porosity, water permeability and gas permeability) or chemical parame-

ters (water- and acid-soluble Na<sub>2</sub>O equivalent and Ca(OH)<sub>2</sub> content) no or only weak correlations exist. None of these parameters can be used for a reliable and quantitative assessment of the carbonation resistance of concrete.

- A prolongation of concrete curing from 1 to 7 days reduces the carbonation coefficient considerably. A prolongation from 7 to 28 days only brings a minor improvement. The type of cement has a significant impact on the results.
- Enhanced carbonation of edges (so-called edge effect) decreases with increasing carbonation depth and can be described by the interaction coefficient.
- In unweathered and weathered exterior conditions, concrete carbonates significantly slower than in laboratory conditions (increased air and concrete humidity, lower temperature). In unweathered conditions, the value of the carbonation coefficient reaches about 80% of the laboratory value. Additionally, instead of the simple  $\sqrt{t}$ -law (time exponent 0.5), a time exponent of 0.4 can be used.

Concerning the testing of carbonation resistance, the following conclusions could be developed:

- The acceleration of the carbonation does not fundamentally change the assessment of carbonation resistance of concrete. A quick test for the assessment of carbonation resistance is therefore possible.
- With an increasing CO<sub>2</sub> concentration, the acceleration of the carbonation related to the natural carbonation resistance decreases, especially for CO<sub>2</sub> concentrations higher than 1%. This has to be taken into account by a correction factor for the evaluation of the carbonation coefficient in natural conditions. This factor amounts to 1.17 for a CO<sub>2</sub> content of 1% and 1.36 for a CO<sub>2</sub> content of 4%.
- The reduced acceleration to the theoretically possible acceleration of the carbonation reaction can be explained by the enhanced carbonation of the CSH-phases of the cement paste and the resulting increased clogging of the pores respectively the decrease of the CO<sub>2</sub> diffusion coefficient. It is also possible, that the water released by the carbonation reaction has a restraining effect.

The listed findings have allowed to define limit values for the carbonation resistance depending on the concrete reinforcement cover and the design working life (chapter 6) and to develop a corresponding test specification (chapter 7). It is planned to incorporate the limit values in the National Annex of the standard SN EN 206-1. The test specification should be included as Appendix I to the standard SIA 262/1.

The developed base allows for a non-standard (reduced) reinforcement cover to specify project specific requirements regarding the carbonation resistance of concrete.

A long-term monitoring of concrete structures should be developed to validate the proposed extrapolation over 50 and 100 years.

### **Special thanks**

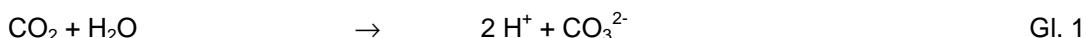
The authors thank the TFB Ltd for the considerable financial support of this project.

# 1 Einleitung

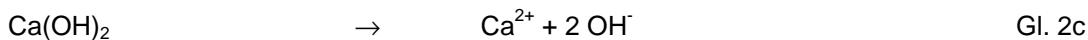
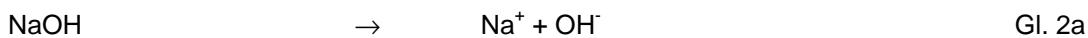
## 1.1 Karbonatisierung von Beton und Bewehrungskorrosion

Die Karbonatisierung des Betons ist ein natürlicher Prozess. Sie ist eine Folge von chemischen Reaktionen der alkalischen Komponenten des Porenwassers und des Zementsteins (z.B. NaOH, KOH, Ca(OH)<sub>2</sub> und Ca-Silikat-Hydrate) mit dem Kohlendioxid (CO<sub>2</sub>) der Luft. Die Reaktionen laufen nur bei Anwesenheit von genügend Wasser ab. Dabei sinkt der pH-Wert des Betonporenwassers von ursprünglich >12.5 auf Werte zwischen 6 bis 9. Über die Details der ablaufenden Reaktionen herrscht allerdings noch keine Klarheit. Man kann annehmen, dass zunächst die leichtlöslichen Verbindungen NaOH und KOH mit der im Wasser vorhandenen Kohlensäure reagieren und sich der pH auf den Wert der gesättigten Ca(OH)<sub>2</sub>-Lösung, d.h. auf etwa 12.5, erniedrigt. Dieser pH-Wert der Porenlösung bleibt dann solange erhalten als festes, noch nicht umgesetztes Ca(OH)<sub>2</sub> vorhanden ist [Hunkeler 1994]. Bei der Karbonatisierung laufen folgende Reaktionen ab:

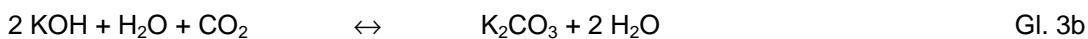
### Aufnahme von CO<sub>2</sub> im Porenwasser (Bildung von Kohlensäure)



### Lösen der alkalischen Zementkomponenten im Porenwasser



### Gesamtreaktion (Reaktion setzt Porenwasser frei)



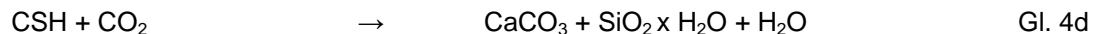
Nun sind Na<sub>2</sub>CO<sub>3</sub> und K<sub>2</sub>CO<sub>3</sub> weit leichter löslich als CaCO<sub>3</sub> und bleiben daher im Wasser gelöst, während CaCO<sub>3</sub> ausgefällt wird. Mit zunehmender Karbonatisierung werden die Karbonate, falls genügend CO<sub>2</sub> und Wasser verfügbar sind, umgesetzt zu den leichtlöslichen Hydrogenkarbonaten (HCO<sub>3</sub><sup>-</sup>, Bikarbonat). Damit ist eine weitere pH-Absenkung verbunden.

### Karbonat/Bikarbonat-Gleichgewicht (Reaktion verbraucht Porenwasser)



Die gleichzeitige Anwesenheit von CO<sub>3</sub><sup>2-</sup> und HCO<sub>3</sub><sup>-</sup>-Ionen puffert ein weitere pH-Abnahme solange ab, als noch Karbonate verfügbar sind. Die Lage der Gleichgewichte der **Reaktionen 4a bis c** ist abhängig von der CO<sub>2</sub>-Konzentration der Luft, von der Temperatur und von der Betonfeuchtigkeit. In relativ trockenen Innenräumen wird der pH-Wert auch bei vollständiger Karbonatisierung kaum je so tief absinken wie bei berechneten Außenbauteilen. Der pH-Wert der **Reaktion 4c** liegt bei einem CO<sub>2</sub>-Gehalt der Luft von 0.03 Vol.% bei etwa 8.5, bei einem CO<sub>2</sub>-Gehalt von 1 Vol.% bei etwa 7 und in reiner CO<sub>2</sub>-Atmosphäre um 6. Die pH-Werte der **Reaktionen 4a und b** sind in etwa um eine pH-Einheit höher.

Neben den oben erwähnten Bestandteilen können auch die Calcium-Silikat-Hydrate (CSH-Phase) gemäss **Gleichung 4d** karbonatisieren [Dhir 2000], aber auch das unhydratisierte  $\text{C}_2\text{S}$  und  $\text{C}_3\text{S}$  des Zementsteins [Papadakis 1991b].

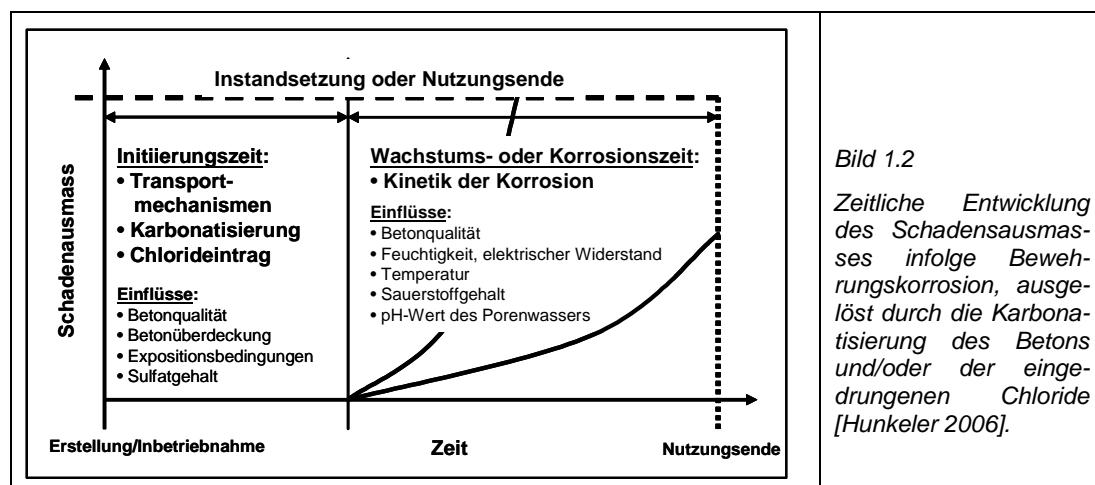


Mit der Karbonatisierung des Betons sinkt der pH-Wert im Porenwasser. Unterhalb eines kritischen pH-Wertes von 11.0 bis 11.5 ist der Stahl im Beton nicht mehr passiv und beginnt zu korrodieren. Die Grundlagen der Korrosion der Bewehrung sind in mehreren Publikationen eingehend behandelt worden (z.B. [Hunkeler 1994, 1998, 2005, 2006]).

Als Folge der Bewehrungskorrosion bilden sich zunächst Risse im Beton über der Bewehrung, später dann keilförmige oder flächige Betonabplatzungen (**Bild 1.1**). Mit der Korrosion der Bewehrung können u.a. der Verbund Stahl/Beton geschwächt und die Eigenschaften des Betonstahls verschlechtert werden. Diese Schädigungen können die Dauerhaftigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit von Betonbauten beeinträchtigen.



Grundsätzlich muss zwischen der Initiierungs- und der Korrosionsphase unterschieden werden. In den beiden Phasen sind unterschiedliche Faktoren wichtig (**Bild 1.2**). In **Bild 1.3** ist die relative Karbonatisierungs- und Korrosionsgeschwindigkeit in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchtigkeit schematisch dargestellt. Darin sind auch die Expositionsklassen gemäss Norm SN EN 206-1 [CEN 2000] zugeordnet.



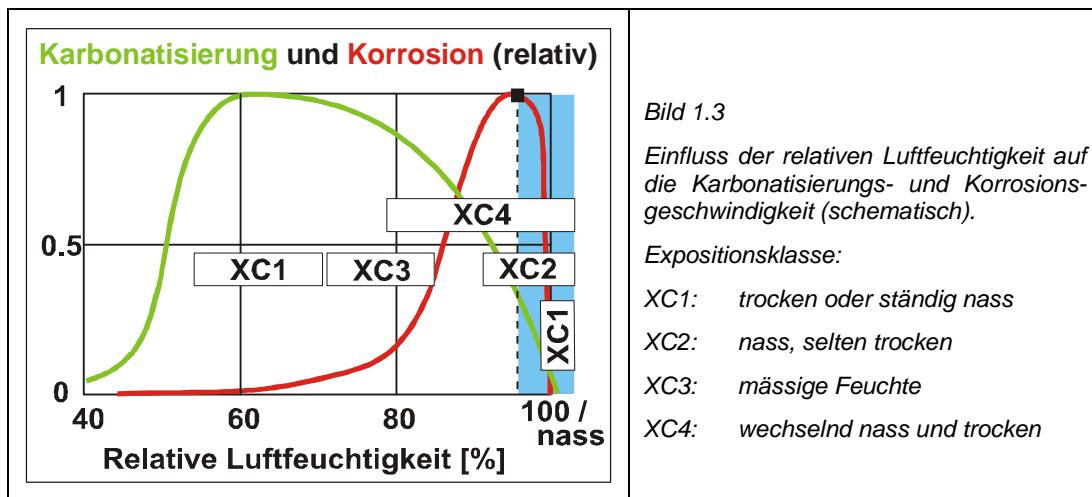


Bild 1.3

Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit auf die Karbonatisierungs- und Korrosionsgeschwindigkeit (schematisch).

Expositionsklasse:

- XC1: trocken oder ständig nass
- XC2: nass, selten trocken
- XC3: mäßige Feuchte
- XC4: wechselnd nass und trocken

Aus **Bild 1.4** geht hervor, dass die mittlere relative Luftfeuchtigkeit in der Schweiz regional sehr unterschiedlich ist. Ein direkter Einfluss der Höhenlage ist nicht erkennbar (**Bild 1.5**). Aus diesen Bildern kann man entnehmen, dass das Korrosionsrisiko bei der Expositionsklasse XC4 erheblich ist, aber auch, allerdings in deutlich geringerem Masse, bei der Expositionsklasse XC3. Bei den Expositionsklassen XC1 und XC2 ist das Korrosionsrisiko bei üblichen Betonarten gering oder zu vernachlässigen. Dies gilt evtl. nicht für den Recyclingbeton RC-M gemäss Merkblatt SIA 2030 [SIA 2010].

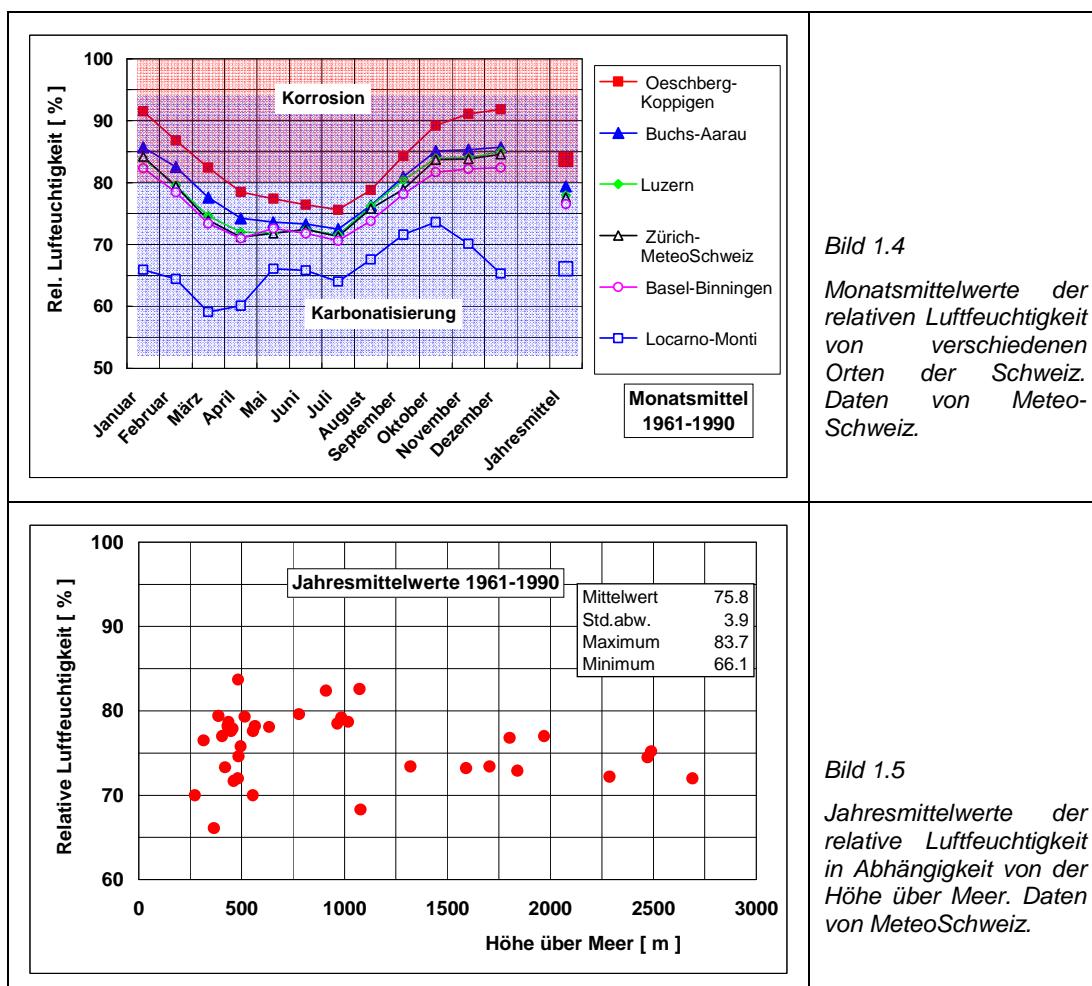


Bild 1.4

Monatsmittelwerte der relativen Luftfeuchtigkeit von verschiedenen Orten der Schweiz. Daten von Meteo-Schweiz.

Bild 1.5

Jahresmittelwerte der relative Luftfeuchtigkeit in Abhängigkeit von der Höhe über Meer. Daten von MeteoSchweiz.

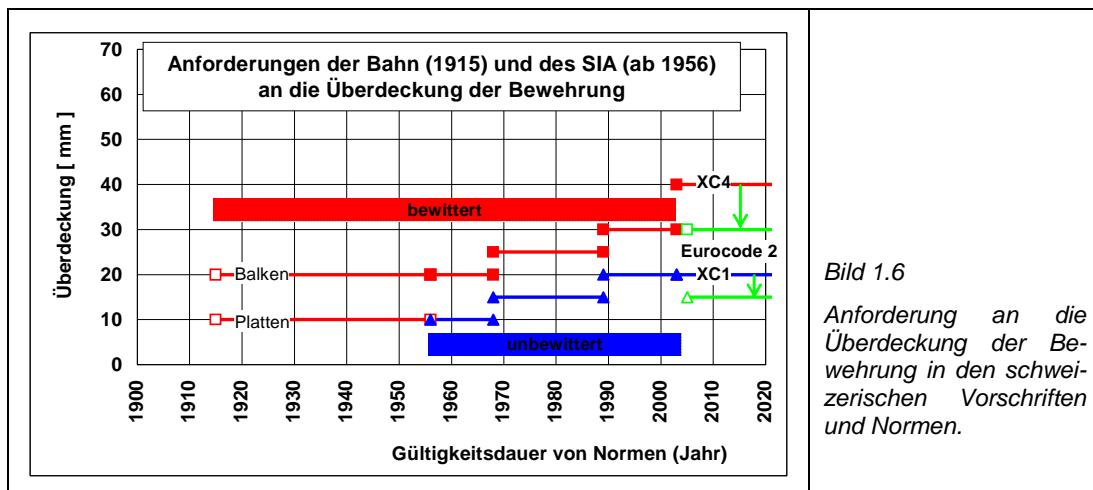
## 1.2 Entwicklung der Normenforderungen

In den 1950er und 1960er Jahren war die Korrosion infolge karbonatisiertem Beton ein stark beachtetes Thema in der Praxis und in der Forschung. Die damals gewonnenen Erkenntnisse führten zur Forderung nach dichteren Betonen (tiefere w/z-Werte), nach der Überwachung des Frischbetons und nach erhöhten Betonüberdeckungen. Diese Entwicklung spiegelt sich in den Anforderungen der Normen des SIA (Tabelle 1.1 und Bild 1.6). Zwischen 1955 bis 2005 betrug die Zuwachsrate bei der Überdeckung +20 mm bzw. ca. +0.4 mm/Jahr.

*Tabelle 1.1 Veränderung der Regelanforderungen an bewehrten Beton gemäss den SIA-Normen seit 1956.*

Parameter	SIA 162						SIA 262	
	1956		1968		1989		2003	
	Unbewittert	Bewittert	Unbewittert	Bewittert	Unbewittert	Bewittert	Unbew. XC3	Bew. XC4
Zementgehalt, kg/m <sup>3</sup>	250	300	250	300	300	300	280	300
w/z-Wert, w/z <sub>eq</sub> -Wert	Nein		Nein		Nein		≤0.60	≤0.50
Würfeldruckfestigkeit, N/mm <sup>2</sup>	22 (BN), 30 (BH)		22 (BN), 30 (BH)		35	35	38 <sup>1)</sup>	45 <sup>1)</sup>
Überdeckung, mm	10	20	15	25	20 <sup>2)</sup>	30 <sup>2)</sup>	35 <sup>3)</sup>	40 <sup>3)</sup>
Frischbetonprüfungen	Nein		Nein		Ja		Ja	
Druckfestigkeitsprüfungen	Ja		Ja		Ja		Ja	
Dauerhaftigkeitsprüfungen <sup>4)</sup>	Nein		FW, WD		FW, FTW, WL, PK		WL, CW, FTW	

- 1) Die Werte sind Mittelwerte (charakteristische Mindestwürfeldruckfestigkeit + 8 N/mm<sup>2</sup>) und entsprechen den Vorgaben für die Druckfestigkeitsklasse gemäss NPK 241 (2004) "Ortbetonbau", Anhang 1.
- 2) Bei der Planung war ein "Vorhaltemass" von 5 mm einzurechnen. In der Praxis wurde dies kaum beachtet.
- 3) Die Werte sind als Mittelwerte zu betrachten. Sie beinhalten eine zulässige Abweichung ("Vorhaltemass") von 10 mm.
- 4) FW: Frostbeständigkeit bzw. -widerstand, FTW: Frost-Tausalzbeständigkeit bzw. -widerstand, WD: Wasserdichtigkeit, WL: Wasserleitfähigkeit, PK: Porenkennwerte bzw. Porosität

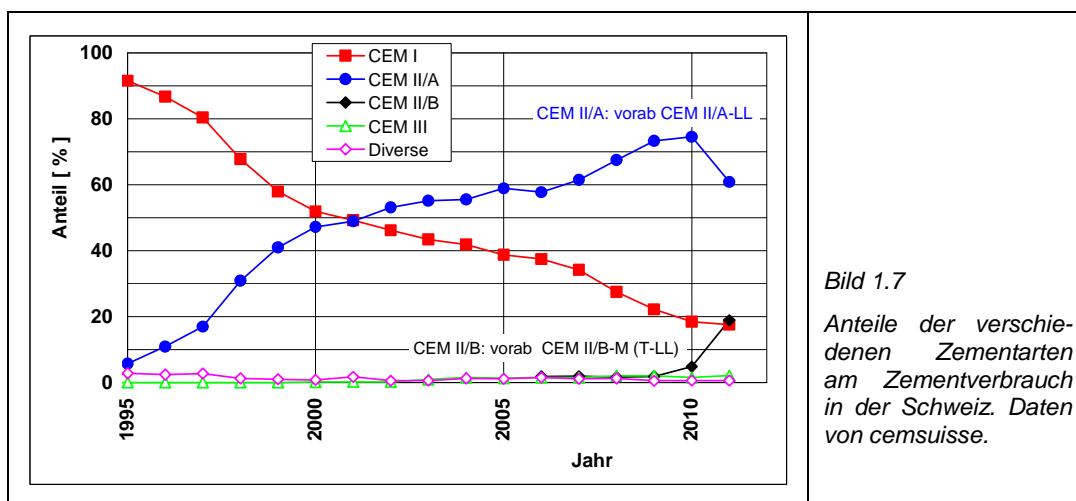


## 1.3 Veränderungen des Zement- und Betonmarktes

### 1.3.1 Neue Zemente

In der Schweiz wie auch in Europa wandelt sich der Zementmarkt in einem schnellen Tempo. Diese Veränderung setzte in der Schweiz Mitte der 1990er Jahre mit dem heute üblichen Zement CEM II/A-LL (Portlandkalksteinzement, PKZ) ein (Bild 1.7). Dieser verdrängt bzw. verdrängte zunehmend den Portlandzement CEM I. In den letzten Jahren sind diverse weitere Zemente dazugekommen. Dies ist ersichtlich aus der Tabelle NA.3 der SN EN 206-1 [CEN 2000]. Darin sind die in der Schweiz für den Einsatz für Beton frei gegebenen Zemente aufgeführt. Die Entwicklung verläuft in Europa, mit einigen landesspezifischen Unterschieden, parallel.

Seither kamen zunächst weitere CEM II/A-Zemente (Portlandzementklinkergehalt: 80 bis 94 %) neu auf den Markt, in neuerer Zeit auch CEM II/B-Zemente (Portlandzementklinkergehalt: 65 bis 79 %). Dazu gehören auch die Portlandkompositzemente (CEM II/B-M), die neben Portlandzementklinker gleichzeitig verschiedene andere Hauptbestandteile enthalten können (Kalkstein, Flugasche, Hüttensand, Silikastaub, gebrannter Schiefer usw.). Dieser Trend wird sich in den nächsten Jahren noch verstärken [Lunk 2008, 2010].



Diese Entwicklung erfolgte nicht ganz freiwillig. Die Zementindustrie steht als energieintensive und emissionsreiche Branche weltweit unter Druck. In Europa spielen zurzeit insbesondere die mit den CO<sub>2</sub>-Zertifikaten verbundenen zusätzlichen Kosten eine wichtige Rolle [Cembureau 2008, McKinsey 2007].

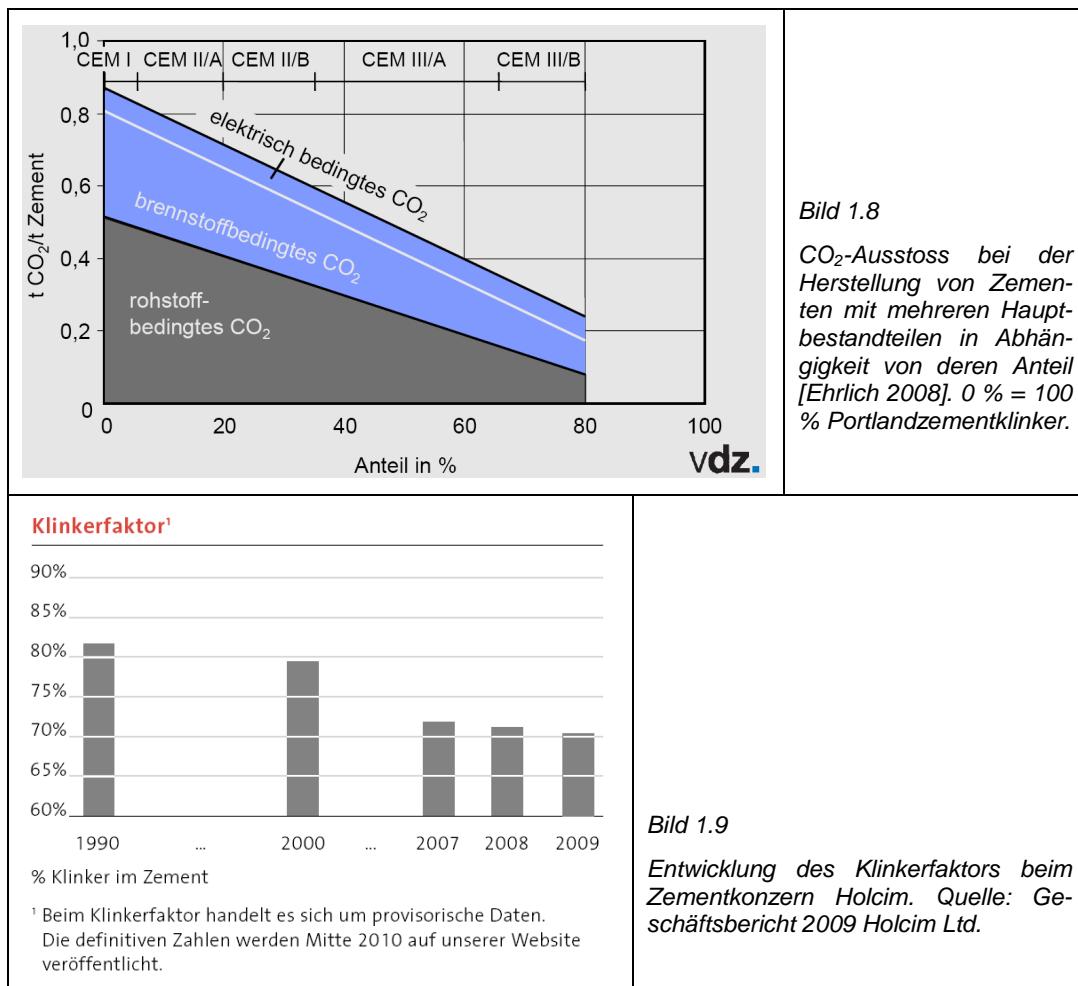
Seit Anfang 2008 wird in der Schweiz auf den fossilen Energieträgern eine CO<sub>2</sub>-Abgabe erhoben. Die schweizerische Zementindustrie hat sich gegenüber dem Bundesamt für Umwelt BAFU verpflichtet, bis ins Jahr 2012 ein bestimmtes Reduktionsziel zu erreichen (Reduktion um 55 % gegenüber dem Referenzjahr 1990) und wurde dafür im Gegenzug von der CO<sub>2</sub>-Abgabe befreit [cemsuisse 2007]. Verfehlt sie aber das anvisierte Ziel, wird sie die Abgabe rückwirkend für die gesamte Kyoto-Periode 2008-2012 bezahlen müssen.

Da das Brennen von Kalkstein zur Freisetzung von geogenem CO<sub>2</sub> führt, wird heute dem gebrannten Klinker bei der Mahlung des Zementes auch Kalksteinmehl zugeführt und damit der Portlandkalksteinzement CEM II/A-LL hergestellt. Der Anteil der CEM II/A-Zemente (hauptsächlich CEM II/A-LL) erreichte 2010 in der Schweiz mit etwa 73% das Maximum (Bild 1.7). Die seither zu beobachtende Abnahme ist durch den vermehrten Einsatz von CEM II/B-Zementen begründet.

Der Energieverbrauch für die Produktion von 1 Tonne Klinker lässt sich kaum mehr reduzieren. Eine weitere Senkung bei der Herstellung von Zement ist praktisch nur möglich, indem Klinker durch andere weniger energieintensive Hauptbestandteile ersetzt wird. Die CO<sub>2</sub>-Emissionen bei der Zementproduktion können hauptsächlich durch folgende Massnahmen weiter gesenkt werden [Holcim 2007]:

1. Senkung des Klinkerfaktors (Anteil des Klinkers pro Tonne Zement)
2. Steigerung der thermischen Energieeffizienz in der Produktion
3. Optimierung der Brennstoffzusammensetzung respektive Ersatz fossiler Brennstoffe
4. Reduktion des Ofenstaubs.

Dabei kommen gemäss [Holcim 2007] der Senkung des Klinkerfaktors und Innovationen entlang der Wertschöpfungskette die wichtigste Rolle zu. Es werden deshalb neue Zementsorten entwickelt [Lunk 2008, 2010], die einen höheren Anteil an mineralischen Zuschlagsstoffen aufweisen und so weniger CO<sub>2</sub>-Emissionen verursachen (Bild 1.8). Das Bild 1.9 zeigt die Wirkung der Massnahmen. Diese Reduktion hat aber Grenzen. In Deutschland rechnet man damit, dass der Klinkerfaktor von gegenwärtig 71 % auf 65 % gedrückt werden kann. Die Reduktion des Klinkerfaktors wird einerseits begrenzt durch die Verfügbarkeit der benötigten Hauptbestandteile und durch allfällige unerwünschte Auswirkungen auf die Zement- und Betoneigenschaften. Bei der Reduktion des Klinkerfaktors fallen Vermeidungskosten von 13-14 Euro pro Tonne CO<sub>2</sub> für die erforderlichen Investitionen in Anlageanpassungen an [McKinsey 2007]. In der europäischen Zementindustrie wird ein steiler Anstieg des CO<sub>2</sub>-Preises befürchtet [Cembureau 2008, McKinsey 2007]. Bei Preisen über 30 Euro pro Tonne wird mit einer Verlagerung der Produktion in andere Länder gerechnet.



In Japan ging man mit der Entwicklung und Vermarktung der so genannten ECO-Zemente noch einen Schritt weiter [JSCE 2007]. Dieser wird mit Asche von Kehrichtverbrennungsanlagen (Haushaltsabfälle) und Klärschlamm sowie zusätzlich Kalkstein und Lehm hergestellt. Mit der Entwicklung wurde 1994 begonnen. 2001 wurde die erste Fabrik in Betrieb genommen. Die Literatur dazu ist bereits sehr umfangreich. Ausserhalb von Japan hat diese Entwicklung noch kaum Eingang gefunden. Zurzeit ist unklar, wie dauerhaft die Betone

mit solchen Zementen sind und wie wirksam der Korrosionsschutz der Bewehrung ist.

Auch in Europa laufen z.B. im Rahmen des CEM X-Projektes [CEM X 2010, 2011] grosse Anstrengungen, Zemente mit einem guten ökologischen Profil zu entwickeln.

In eine andere Richtung geht die Entwicklung von Geopolymeren [Hardjito 2005, Škvára 2008, Dombrowski 2008]. Die Homepage des Geopolymer Institute in Saint-Quentin, Frankreich (<http://www.geopolymer.org>) enthält dazu viele Informationen. Geopolymere Zemente für die Anwendung im Beton werden aus der alkalischen Aktivierung von Flugaschen oder Schlacken (Hüttensand) oder aus einer Mischung von beiden hergestellt. Das Thema wird weltweit erforscht. Erste praktische Anwendungen wurden bereits erprobt.

Diese neuen und neuartigen mineralischen Bindemittel haben teilweise bessere und/oder andere Eigenschaften als die herkömmlichen Zemente. Das Potenzial kann aber noch nicht abgeschätzt werden. In der Schweiz beschäftigt sich nach unseren Kenntnissen keine öffentliche Stelle damit. Auf dem Schweizer Markt werden diese Produkte auf jeden Fall noch nicht angeboten. Zurzeit ist unklar, wie dauerhaft die Betone mit solchen Zementen sind und wie wirksam der Korrosionsschutz der Bewehrung ist.

### 1.3.2 Recyclingbeton

Neben den oben angesprochenen Veränderungen wird das Rückbauvolumen von Bauteilen aus Beton oder Mauerwerk in den nächsten Jahren steil ansteigen. Das Rezyklieren von Baustoffen, vorab Beton und Mauerwerk, ist in der Schweiz seit vielen Jahren aus ökologischen Gründen ein Thema, insbesondere auch deshalb, da diese Baustoffe volumenmäßig von überragender Bedeutung sind. Mit der Publikation des SIA des Merkblattes 2030 [SIA 2010] wurde dieser Entwicklung Rechnung getragen.

### 1.3.3 Auswirkungen auf die Dauerhaftigkeit

Beim Einsatz der bisherigen Zemente konnte man davon ausgehen, dass bei neuen Bauten die Karbonatisierung des Betons kein direktes und relevantes Risiko für Bewehrungskorrosion mehr darstellte, da die heute gültige Norm SIA 262 eine deutlich höhere Bewehrungsüberdeckung und dichtere Betone (tiefer w/z-Werte) fordert als früher.

Die Zementindustrie verursacht weltweit etwa 5 % des gesamten CO<sub>2</sub>-Ausstosses. Sie ist daher im Sinne der Nachhaltigkeit bestrebt, mit der Herstellung neuer Zemente den Energieverbrauch und die Emissionen bei der Zementherstellung zu reduzieren (Energiekosten, graue Energie, CO<sub>2</sub>-Gesetz bzw. CO<sub>2</sub>-Abgabe) [Lunk 2008]. Diese Bestrebungen sind im Grundsatz wichtig und sinnvoll.

Mit den zu erwartenden neuen Zementen mit geringerem Klinkergehalt (Kompositzemente) könnte sich die Situation aber erheblich verändern. Diese führen tendenziell zu einem tieferen pH-Wert des Betonporenwassers und zu einem geringeren Ca(OH)<sub>2</sub>-Gehalt im Beton, was für den Korrosionsschutz der Bewehrung nachteilig sein könnte. Einige Zemente führen zudem nach unseren Erfahrungen auch dazu, dass die Betone empfindlicher auf eine ungenügende Nachbehandlung reagieren. Die Innovationen der Zementindustrie bergen gewisse Risiken bei der Dauerhaftigkeit der Betonbauten.

Parallel laufen an diversen Stellen Arbeiten, um die Leistungsfähigkeit (Dauerhaftigkeit) von Betonen in Zukunft weniger mit Vorgaben an die Zusammensetzung, sondern mittels Prüfungen nachzuweisen und zu sichern. Gleichzeitig wird versucht, mit deterministischen oder probabilistischen Modellen Aussagen zum langfristigen Verhalten zu machen und damit geeignete Werkzeuge für die Planung bereit zu stellen.

## 1.4 Projektziele

In Anbetracht des zu erwartenden vermehrten Einsatzes von Kompositzementen stellt sich die Frage nach den Auswirkungen auf den Karbonatisierungswiderstand von Betonen mit solchen Zementen und deren Prüfung.

Im Rahmen des Projektes soll der Einfluss der Betonzusammensetzung (Zementart und -gehalt, w/z-Wert) und von verschiedenen Nachbehandlungen auf den Karbonatisierungswiderstand von Betonen untersucht werden. Dazu soll der Karbonatisierungskoeffizient (Mass für den Karbonatisierungswiderstand) unterschiedlicher Betone mit verschiedenen Prüfverfahren ermittelt sowie mit physikalischen und chemischen Parametern korreliert werden. Mit diesen Untersuchungen sollen folgende Ziele verfolgt werden:

- Festlegen der Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand von Betonen (leistungsbezogene Festlegungen an den Beton, evtl. in Abhängigkeit von der Überdeckung und der Expositionsklasse).
- Erarbeiten eines Vorschlags für eine schweizerische Norm für eine Schnellprüfung des Karbonatisierungswiderstandes von Beton (Dauerhaftigkeitsprüfung, Qualitätssicherung).

## 1.5 Projektablauf

Das Projekt wurde in zwei Phasen gegliedert.

In den **Vorversuchen** (Phase 1) sollten die Parameter der Karbonatisierungswiderstandsprüfung optimiert werden. Dazu sollen zwei verschiedenen Betonsorten (zwei Zementarten) hergestellt und geprüft werden. Neben den grundsätzlichen Fragen zu den optimalen Prüfbedingungen (Nach- und Vorbehandlung, CO<sub>2</sub>-Gehalt etc.) sollen die Untersuchungen auch erlauben, die für den Karbonatisierungswiderstand von Betonen massgebenden Kennwerte eines Betons zu erkennen.

In den **Hauptversuchen** (Phase 2) sollen die Untersuchungen zum Einfluss der Betonzusammensetzung und Betoneigenschaften vertieft werden. Dazu sollen mehrere Betonsorten (verschiedene Zementarten und Zementgehalte, unterschiedliche w/z-Werte) hergestellt und geprüft werden.

Parallel zu den Laboruntersuchungen sollen Ergebnisse aus Feld- und Laboruntersuchungen zur Karbonatisierung von Beton aufgearbeitet und ausgewertet werden.

Die experimentellen Untersuchungen und die Auswertung von Literatur- und den eigenen Ergebnissen sollen ermöglichen, die Anforderungen an Betone hinsichtlich Karbonatisierungswiderstand zu formulieren und eine Empfehlung für eine Prüfvorschrift vorzuschlagen.

## 2 Einflüsse auf die Karbonatisierung von Beton

### Vorbemerkungen

Nachfolgend werden Arbeiten von verschiedenen Autoren herangezogen. Um die Vergleichbarkeit der Ergebnisse der verschiedenen Arbeiten zu gewährleisten, wurde wie folgt vorgegangen:

- Aus den nach bestimmten Zeiten gemessenen Karbonatisierungstiefen wurde der Karbonatisierungskoeffizient gemäss **Gleichung 2.1** mittels Regression berechnet. Dabei führen kleine Karbonatisierungstiefen (kurze Versuchszeiten) zu grösseren Fehlern, da die Genauigkeit der Bestimmung der Karbonatisierungstiefe um 0.5 bis 1 mm liegt (siehe **Kapitel 7**). Bei der Regression wurde die Karbonatisierungstiefe zu Beginn der Messung mit Null angenommen, falls dieser Wert nicht angegeben war.
- Es ist zu beachten, dass bei der Schnellkarbonatisierung der Nullwert beim Start der Schnellkarbonatisierung (entspricht Konstante  $a$  in **Gleichung 2.1**) sehr oft nicht gemessen wurde. Wenn der Nullwert bei der Berechnung nicht berücksichtigt wird, ergeben sich tendenziell zu hohe Karbonatisierungskoeffizienten.
- Bei beschleunigten Karbonatisierungsprüfungen wurden der  $\text{CO}_2$ -Gehalt gemäss **Gleichung 2.4** berücksichtigt. Als Referenzwert für den  $\text{CO}_2$ -Gehalt wurde 0.033 Vol.% gewählt, da auch ältere Arbeiten mit Labor- oder Aussenlagerung einbezogen wurden. Die bei hohen  $\text{CO}_2$ -Gehalten zu tiefen Karbonatisierungskoeffizienten (siehe **Kapitel 2.3**) wurden nicht korrigiert.
- Ergebnisse von Aussenlagerungen wurden mit dem  $\sqrt{t}$ -Gesetz (Zeitexponent  $b = 0.50$ ) gemäss **Gleichung 2.1** ausgewertet. Dies ist natürlich nur eine Näherung. In einigen Fällen waren die Angaben ausreichend und die Ergebnisse konnten detaillierter ausgewertet werden.
- Soweit möglich wurden bei Betonmischungen mit Zusatzstoffen der  $w/z_{eq}$  mit den in der Schweiz gültigen  $k$ -Werten berechnet.
- Die Angaben zur Nach- und Vorbehandlung (Vorlagerung) sowie zur unbewitterten und bewitterten Aussenlagerung waren nicht immer ausreichend. Insbesondere fehlten meist Angaben zum Mittelwert oder zur Schwankungsbreite des  $\text{CO}_2$ -Gehaltes. Gerade bei den üblichen  $\text{CO}_2$ -Gehalten wirken sich Schwankungen sehr stark aus (s. **Kapitel 7**).
- Es ist klar, dass das gewählte Vorgehen mit einigen Unsicherheiten behaftet ist, es ist aber der einzige gangbare Weg. Unsicherheiten ergaben sich aus der Tatsache, dass die prüftechnischen Details in einem weiten Rahmen variiert wurden und teilweise nur Einzelwerte, z.B. für die Karbonatisierungstiefe nach einer gewissen Zeit, gemessen wurden. Die berechneten Karbonatisierungskoeffizienten der verschiedenen Arbeiten sind deshalb nur beschränkt vergleichbar. Die relativen Änderungen bzw. die allgemeinen Folgerungen aus den Resultaten sind davon aber wenig oder gar nicht betroffen.

### 2.1 Übersicht

Die Karbonatisierung des Betons ist eine Folge von chemischen Reaktionen der alkalischen Komponenten des Zementsteins (z.B.  $\text{NaOH}$ ,  $\text{KOH}$ ,  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  und Ca-Silikat-Hydrate) mit dem Kohlendioxid ( $\text{CO}_2$ ) der Luft (s. **Kapitel 1.1**). Die Reaktionen laufen nur bei Anwesenheit von genügend Wasser ab. Dabei sinkt der pH-Wert des Betonporenwassers von ursprünglich  $>12.5$  auf Werte zwischen 6 bis 9.

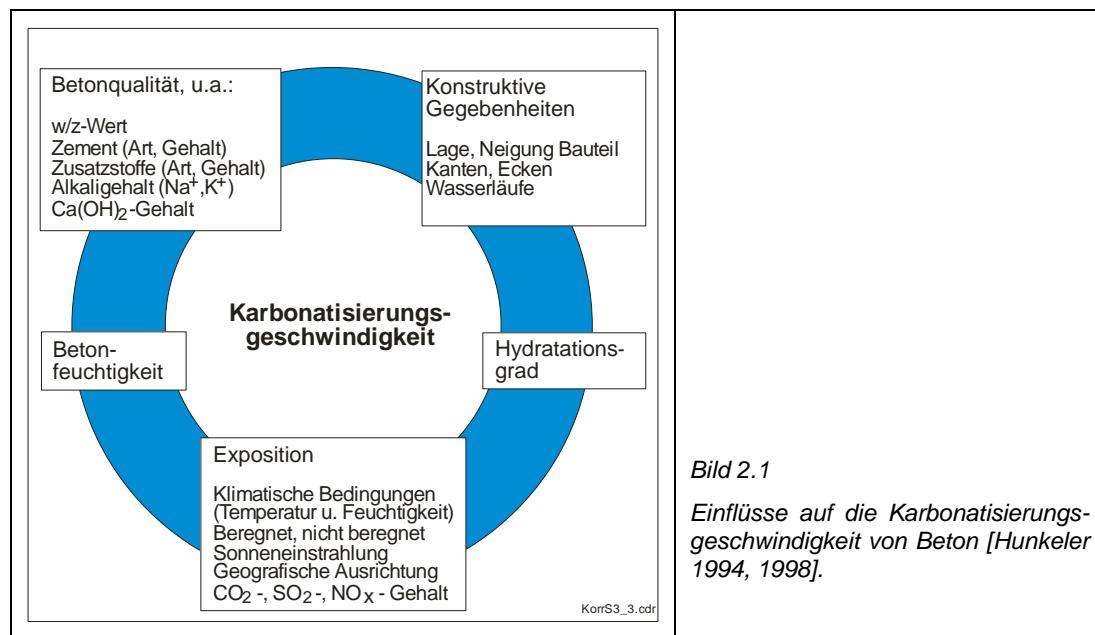
Für einen dauerhaften Korrosionsschutz der Bewehrung ist ein pH-Wert von 11 bis 11.5 erforderlich. Fällt der pH-Wert des Betonporenwassers wegen der Karbonatisierung mit der Zeit unter diesen Wert, so kann die Bewehrung zu korrodieren beginnen. Die Korrosionsgeschwindigkeit der Bewehrung hängt dabei im Wesentlichen von der Betonfeuchtigkeit bzw. vom elektrischen Betonwiderstand ab [Hunkeler 1994, 2005].

Die Karbonatisierungsgeschwindigkeit von Beton ist von vielen Faktoren abhängig (**Bild 2.1**). Vorab wichtig sind Art und Gehalt von Zement und Zusatzstoffen (→ pH-Wert des Porenwassers,  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Gehalt), der w/z-Wert (→ Porosität) und die Betonfeuchtigkeit wegen der Wirkung auf die Gas- bzw.  $\text{CO}_2$ -Diffusion. Besondere Gefährdungspunkte sind Ecken, Kanten, Wasserläufe, Abtropfbereiche oder auch Bauteile mit geringen Abmessungen und stark bewehrte Bauteile (z.B. Stützen).

Die Betonfeuchtigkeit ist ihrerseits stark abhängig von der Exposition des Bauteils (direkt bewittert bzw. dem Regen ausgesetzt, unbewittert, d.h. vor Regen/Bewitterung geschützt, relative Luftfeuchtigkeit). Regenmenge und relative Luftfeuchtigkeit können lokal und saisonal sehr unterschiedlich sein.

Mit abnehmendem Klinkergehalt (alkalisch reagierenden Zementbestandteilen) in den Zementen (CEM I → CEM II → CEM III) bzw. mit der Zugabe von Zusatzstoffen zum Beton kann der Karbonatisierungswiderstand geschwächt werden. Damit steigt das Risiko für Korrosion und Abplatzungen [Hunkeler 2006].

In den nachfolgenden Kapiteln werden einige wichtige Einflüsse erläutert.



## 2.2 Karbonatisierungsgeschwindigkeit (Zeitgesetz)

Über die zeitliche Entwicklung der Karbonatisierung liegt eine Vielzahl von Arbeiten vor. Bereits in den 1960er Jahren wurde basierend auf dem 1. Fick'schen Gesetz das  $\sqrt{t}$ -Gesetz hergeleitet [Schröder 1967, Schiessl 1976, Uomoto 1993, Kropp 1995]. In allgemeiner Form und unter Berücksichtigung des  $\text{CO}_2$ -Gehaltes gilt **Gleichung 2.1**.

$$d_K = a + \sqrt{[\text{CO}_2]} K t^b \quad \text{Gl. 2.1}$$

$d_K$  Karbonatisierungstiefe, mm

$a$  Konstante (Nullwert), mm

$K$  Karbonatisierungskoeffizient, mm/Tag<sup>b</sup> oder mm/Jahr<sup>b</sup>

$t$  Zeit, Tage oder Jahre

$b$  Zeitexponent.

Die Konstante  $a$  ist entweder die Karbonatisierungstiefe zur Zeit  $t = 0$  oder ein Ergebnis der Regression von mehreren Messungen zu verschiedenen Zeiten. Bei der Auslagerungen unter natürlichen Bedingungen kann  $a$  in der Regel mit Null eingesetzt und muss daher nicht gemessen werden. Für die Auswertung von Resultaten der beschleunigten Karbonatisierung bei erhöhten  $\text{CO}_2$ -Gehalten oder auch beim Start von neuen Auslagerungsbedingungen (z.B. vom Wechsel von der Innen- zur Aussenlagerung) muss die Karbonatisierungstiefe zur Zeit  $t = 0$  hingegen zwingend gemessen und bei der Regression berücksichtigt werden. Ohne Nullwert verlieren die ermittelten Karbonatisierungskoeffizienten an Genauigkeit.

Der Zeitexponent  $b$  ist hauptsächlich abhängig von der Bewitterung. Es können folgende Fälle unterschieden werden (siehe dazu **Kapitel 2.4.1 und 2.5.3**):

- a) konstante Bedingungen (Labor-, Innenlagerung):  $b = 0.5$
- b) wechselnd trocken-feucht/nass (unbewitterte, d.h. vor Regen geschützter Aussenlagerung):  $b < 0.5$
- c) feucht/nass (bewitterte Aussenlagerung):  $b \rightarrow 0$
- d) sehr trocken (Wassermangel):  $b \rightarrow 0$

Das  $\sqrt{t}$ -Gesetz (Zeitexponent  $b = 0.50$ ) ist nur dann gültig, wenn die relative Luftfeuchtigkeit und die Temperatur konstant sind. Dies ist bei Laborbedingungen und in der Regel auch bei Innenlagerungen gegeben. Bei der unbewitterten Aussenlagerung schwanken Temperatur und relative Luftfeuchtigkeit in einem weiten Rahmen. Ist der Beton sehr trocken oder sehr nass, ist der Karbonatisierungsfortschritt sehr klein und in der Praxis kaum von Bedeutung.

## 2.3 $\text{CO}_2$ -Gehalt

Der  $\text{CO}_2$ -Gehalt der Luft hat auf die Karbonatisierungsgeschwindigkeit einen sehr grossen Einfluss. Die folgenden Gleichungen verdeutlichen die Wirkung des erhöhten  $\text{CO}_2$ -Gehaltes. **Gleichung 2a** beschreibt die Karbonatisierung unter normalen Laborbedingungen mit natürlichem  $\text{CO}_2$ -Gehalt, **Gleichung 2b** die beschleunigte Karbonatisierung mit erhöhtem  $\text{CO}_2$ -Gehalt. Die Basis dazu ist das 1. Fick'sche Gesetz.

$$d_N = K_N \sqrt{t_N} \quad \text{naturlicher } \text{CO}_2\text{-Gehalt} \quad \text{Gl. 2.2a}$$

$$d_S = K_S \sqrt{t_S} \quad \text{erhöhter } \text{CO}_2\text{-Gehalt} \quad \text{Gl. 2.2b}$$

$d_N, d_S$  Karbonatisierungstiefe unter natürlichen bzw. beschleunigten Bedingungen, mm

$K_N$  Karbonatisierungskoeffizient unter natürlichen Bedingungen (Referenzwert), mm/Tag<sup>1/2</sup> oder mm/Jahr<sup>1/2</sup>; mit  $K_N = K \sqrt{[\text{CO}_2]_N}$  gemäss Gl. 2.1)

$K_S$  Karbonatisierungskoeffizient unter beschleunigten Bedingungen, mm/Tag<sup>1/2</sup> oder mm/Jahr<sup>1/2</sup>; mit  $K_S = K \sqrt{[\text{CO}_2]_S}$  gemäss Gl. 2.1)

$[\text{CO}_2]_N$  Natürlicher  $\text{CO}_2$ -Gehalt (Referenzwert), Vol.-%

$[\text{CO}_2]_S$  Erhöhter  $\text{CO}_2$ -Gehalt, Vol.-%

$t_N, t_S$  Zeit für die normale bzw. beschleunigte Karbonatisierung, Tage oder Jahre

Die Luft enthielt früher etwa 0.033 Vol.%  $\text{CO}_2$ . Bei 20 °C entspricht dies ca. 0.6 mg/Liter bzw. 0.6 g/m<sup>3</sup> (1 Vol.%  $\text{CO}_2 \approx 18.3$  mg  $\text{CO}_2$ /Liter). Der MAK-Wert liegt bei 0.5 Vol.%. Ab etwa 5% treten zunehmend Beschwerden auf. Ein  $\text{CO}_2$ -Gehalt von 8% führt innerhalb von 30 bis 60 Minuten zum Tod [Wikipedia 2012].

Für erhöhte  $\text{CO}_2$ -Gehalte bei der Laborprüfung können aus den **Gleichungen 2.2a und 2.2b** und unter Berücksichtigung der Gleichung 2.1 die theoretischen Beschleunigungsfaktoren berechnet werden. Mit  $t_N = t_S$  ergibt sich die Beschleunigung der Karbonatisierung

bzgl. des Karbonatisierungskoeffizienten und mit  $d_N = d_S$  die Beschleunigung der Karbonatisierung bzgl. der Karbonatisierungszeit.

Für  $t_N = t_S$  gilt:

$$B_{K,\text{theor}} = \frac{d_S}{d_N} = \frac{K_S}{K_N} = \sqrt{\frac{[CO_2]_S}{[CO_2]_N}} \quad \text{Gl. 2.3a}$$

$B_{K,\text{theor}}$ : Theoretischer Beschleunigungsfaktor für den Karbonatisierungskoeffizienten

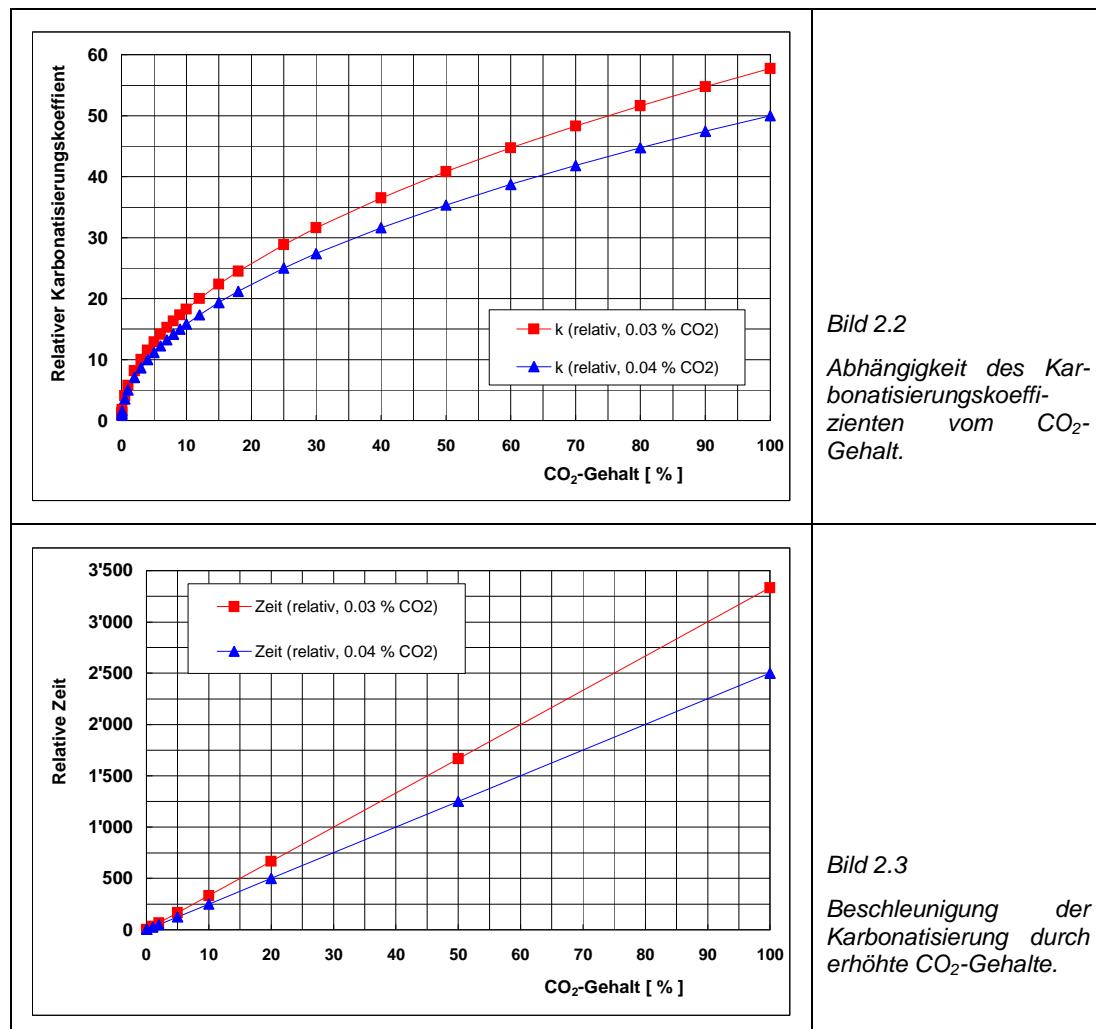
Für  $d_N = d_S$  gilt:

$$B_{t,\text{theor}} = \frac{t_S}{t_N} = \frac{[CO_2]_S}{[CO_2]_N} \quad \text{Gl. 2.3b}$$

$B_{t,\text{theor}}$ : Theoretischer Beschleunigungsfaktor für die Karbonatisierungszeit

Bei 100% CO<sub>2</sub> beträgt  $B_{K,\text{theor}}$  55 und  $B_{t,\text{theor}}$  3030.

Der Karbonatisierungskoeffizient nimmt gemäss **Gleichung 2.3a** mit der Wurzel aus dem Verhältnis der CO<sub>2</sub>-Gehalte zu. Dies wird zur Beschleunigung der Karbonatisierung im Laborversuch genutzt. In **Bild 2.2** und **Bild 2.3** ist die beschleunigende Wirkung des erhöhten CO<sub>2</sub>-Gehaltes bzgl. Karbonatisierungskoeffizient und Zeit dargestellt.



Die beschleunigende Wirkung von erhöhten CO<sub>2</sub>-Gehalten wird in Laborprüfungen genutzt, um den Karbonatisierungswiderstand von Beton rasch und vergleichend zu prüfen. Aus dem gemessenen Karbonatisierungswiderstand unter beschleunigten Bedingungen K<sub>S</sub> kann der theoretische Karbonatisierungswiderstand für den natürlichen CO<sub>2</sub>-Gehalt der Luft K<sub>SN</sub> berechnet werden.

$$K_{SN} = \frac{K_S}{\sqrt{\frac{[CO_2]_S}{[CO_2]_N}}} \quad \text{Gl. 2.4}$$

K<sub>SN</sub> Karbonatisierungskoeffizient unter beschleunigten Bedingungen, aber auf den natürlichen CO<sub>2</sub>-Gehalt (oder auf den Referenzwert) umgerechneten Wert, mm/Tag<sup>1/2</sup> oder mm/Jahr<sup>1/2</sup>

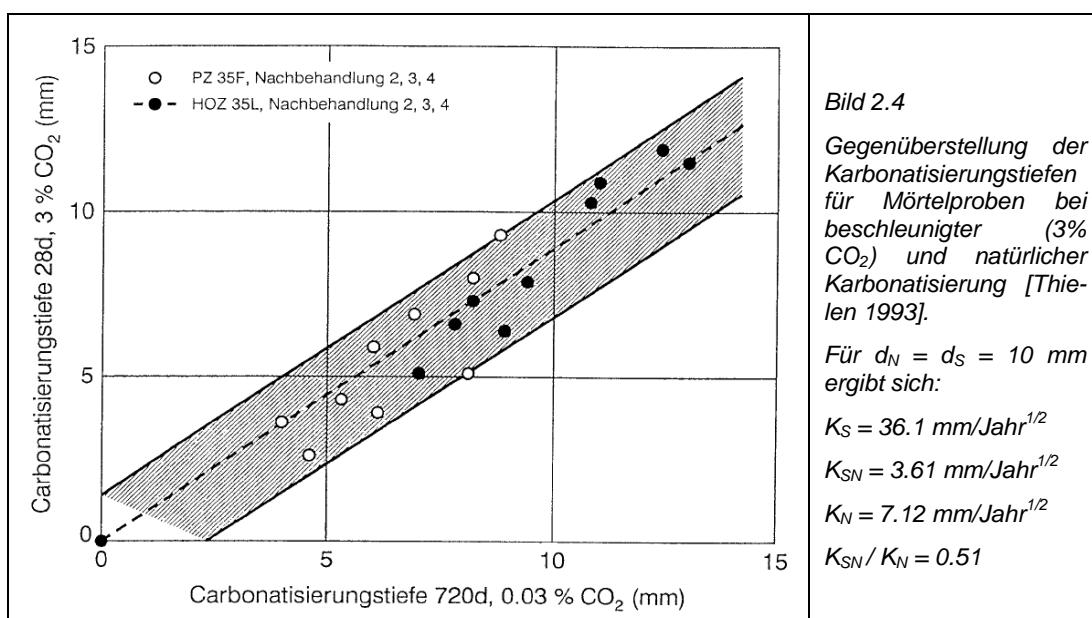
Wenn der Karbonatisierungskoeffizient unter beschleunigten und parallel dazu auch unter natürlichen Bedingungen ermittelt wird, kann aus dem Verhältnis von K<sub>S</sub>/K<sub>N</sub> die effektive Beschleunigung berechnet werden.

$$K_{Rel} = \frac{K_{SN}}{K_N} \quad \text{Gl. 2.5}$$

K<sub>Rel</sub> Relativer Karbonatisierungskoeffizient, dimensionslos

Wenn K<sub>Rel</sub> = 1 ist, entspricht die Wirkung des erhöhten CO<sub>2</sub>-Gehaltes genau der theoretischen Beschleunigung. Wenn K<sub>Rel</sub> < 1 ist, ist die Wirkung des CO<sub>2</sub>-Gehaltes schwächer als der theoretische Erwartungswert. K<sub>Rel</sub> kann nicht grösser als 1 sein, wenn der Bezugswert der tiefste untersuchte bzw. betrachtete CO<sub>2</sub>-Gehalt ist. Dies ist meist der natürliche Gehalt.

Das **Bild 2.4** zeigt beispielhaft, dass die beschleunigte Karbonatisierung die vergleichende Beurteilung der Betone nicht oder nur unwesentlich verändert, d.h., dass die Beschleunigung für den Beton mit Portland- und Hüttenzement gleich ist und zwischen der Karbonatisierungsgeschwindigkeit in der natürlichen Luft und der Exposition mit dem erhöhten CO<sub>2</sub>-Gehalt ein Zusammenhang besteht. Die Beschleunigung entspricht aber nicht dem theoretischen Beschleunigungsfaktor von 10 (=3/0.03)<sup>1/2</sup>, sondern nur etwa dem Faktor 5, d.h. der relative Karbonatisierungskoeffizient beträgt lediglich etwa 50%.

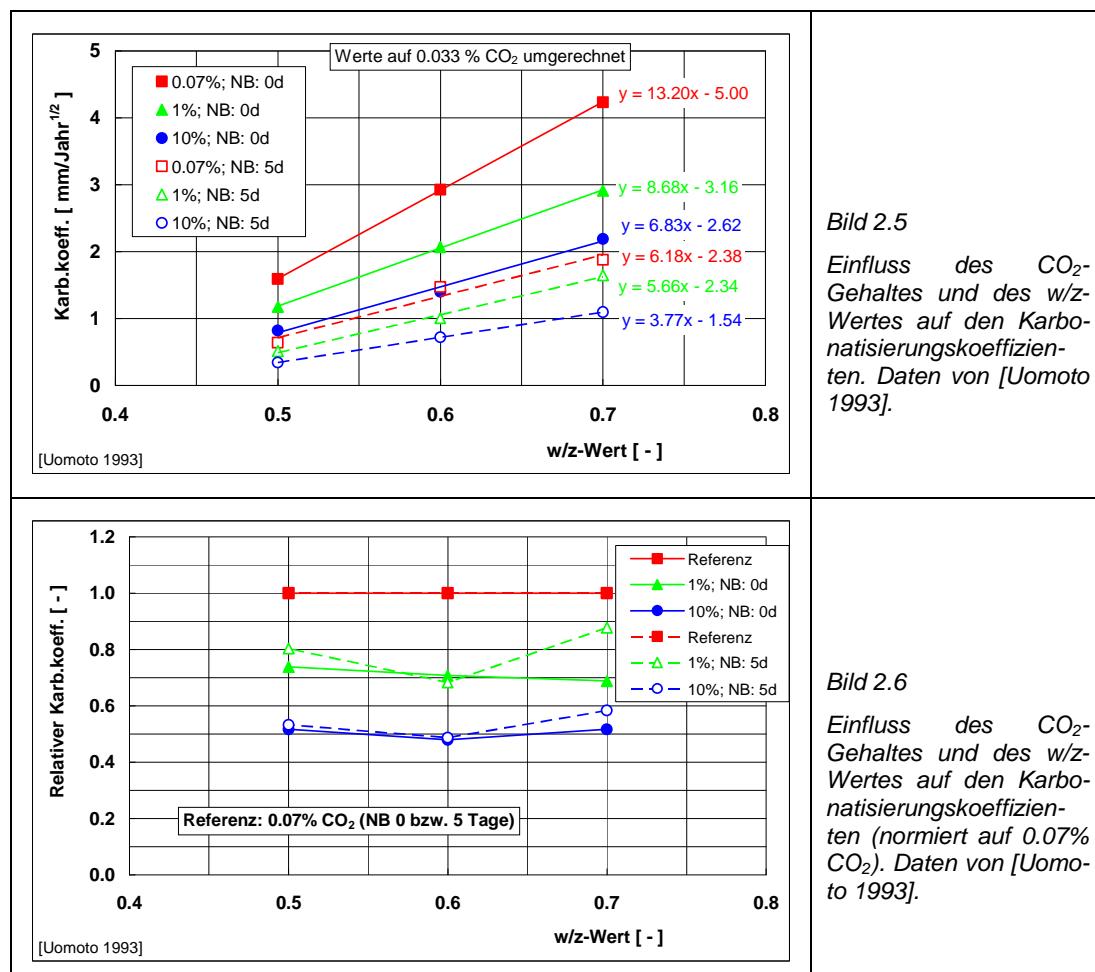


Eine der ersten systematischen Untersuchungen zum Einfluss des CO<sub>2</sub>-Gehaltes wurden von Uomoto et al. [Uomoto 1993] durchgeführt. Sie ermittelten an Betonen mit CEM I (Nachbehandlung NB: 0 und 5 Tage) die Karbonatisierungskoeffizienten bei 0.07, 1 und 10% CO<sub>2</sub>. Der CO<sub>2</sub>-Gehalt von 0.07% entsprach den natürlichen Bedingungen im Labor. Leider enthält die Arbeit keine Angaben zur Genauigkeit der CO<sub>2</sub>-Gehalte. In **Bild 2.5 und Bild 2.6** ist der Einfluss des CO<sub>2</sub>-Gehaltes und des w/z-Wertes auf den absoluten bzw. relativen Karbonatisierungskoeffizienten dargestellt. Zunächst ist festzustellen, dass die Karbonatisierungskoeffizienten mit zunehmendem w/z-Wert ansteigen. Relativ zum Referenzwert (0.07% CO<sub>2</sub>) fällt die Beschleunigung durch erhöhte CO<sub>2</sub>-Gehalte wesentlich tiefer aus als der theoretische Wert gemäß **Gleichung 2.3a** aus. Sie ist aber praktisch unabhängig vom w/z-Wert. Bei 1% CO<sub>2</sub>, beträgt die Beschleunigung etwa 70-90%, bei 10% CO<sub>2</sub> nur noch etwa 50 bis 60% des Erwartungswertes.

Neben den Karbonatisierungsprüfungen wurden in dieser Studie auch die Druckfestigkeit und der Wasserverlust über die Zeit verfolgt. Dabei konnte festgestellt werden, dass die Druckfestigkeit mit steigendem CO<sub>2</sub>-Gehalt über die Zeit stärker zunahm, der Wasserverlust hingegen deutlich kleiner war als bei den Vergleichsprüfkörpern. Die Autoren schlossen daraus, dass mit steigendem CO<sub>2</sub>-Gehalt die Poren des Zementsteins stärker verstopfen und dadurch die Karbonatisierung im Vergleich zu Referenzproben verlangsamt wird. Für den Einfluss des CO<sub>2</sub>-Gehaltes geben die Autoren folgende Gleichung an ( $K_{\text{Rel}} = 1$  für 0.07% CO<sub>2</sub>).

$$K_{\text{Rel}} = 0.742 - 0.224 \log[\text{CO}_2] \quad \text{Gl. 2.6}$$

Diese Gleichung, aber im Hinblick auf die eigenen Untersuchungen normiert auf 1% CO<sub>2</sub>, ist zusammen mit den experimentellen Werten in **Bild 2.7** gezeigt. Die Streuung der Werte bei 0.07% CO<sub>2</sub> ist erheblich.



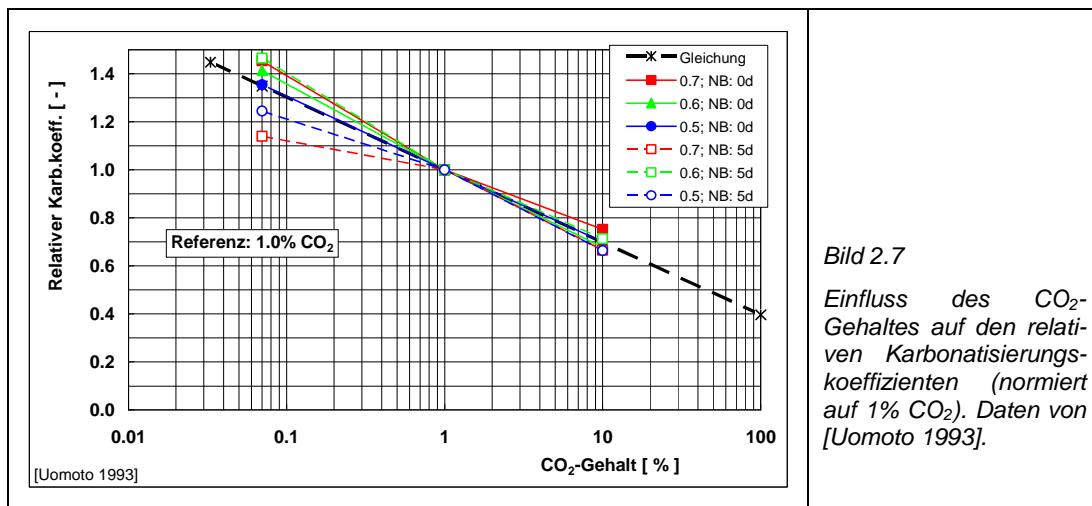


Bild 2.7

Einfluss des  $\text{CO}_2$ -Gehaltes auf den relativen Karbonatisierungskoeffizienten (normiert auf 1%  $\text{CO}_2$ ). Daten von [Uomoto 1993].

Seit den Untersuchungen von Uomoto et al. [Uomoto 1993] gab es eine Vielzahl von Untersuchungen zur Karbonatisierung von Beton, aber nur sehr wenige, die sich grundlegend mit der Wirkung der Erhöhung des  $\text{CO}_2$ -Gehaltes befasst haben. **Bild 2.8** zeigt die Ergebnisse der Arbeit von [Hyvert 2009] mit  $\text{CO}_2$ -Gehalten bis 50%. Im Vergleich zu **Bild 2.7** ist der Kurvenverlauf sehr viel steiler. Es wird vermutet, dass die von [Hyvert 2009] benutzte spezielle Nach- und Vorbehandlung der Prüfkörper mit Wassersättigung und Vortrocknung gemäss der französischen Empfehlung dafür verantwortlich ist.

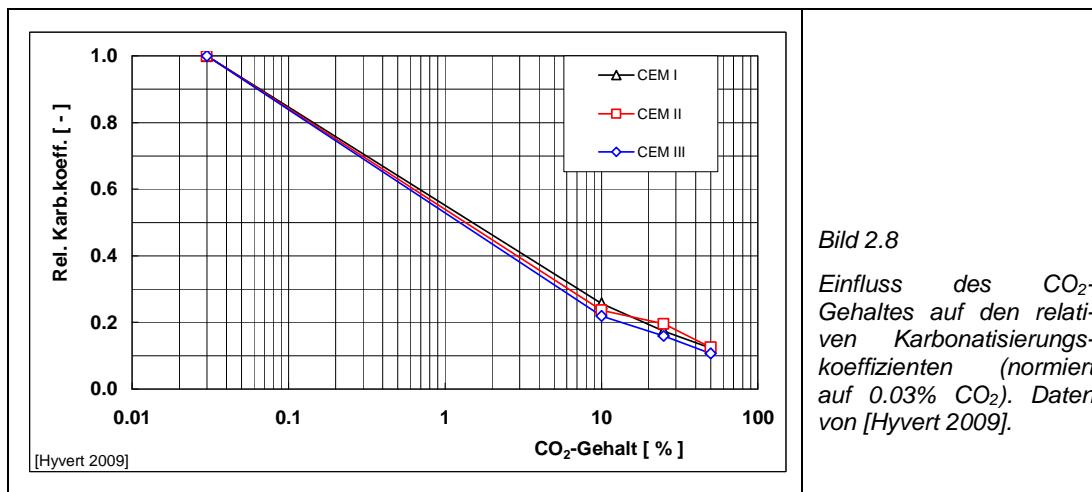
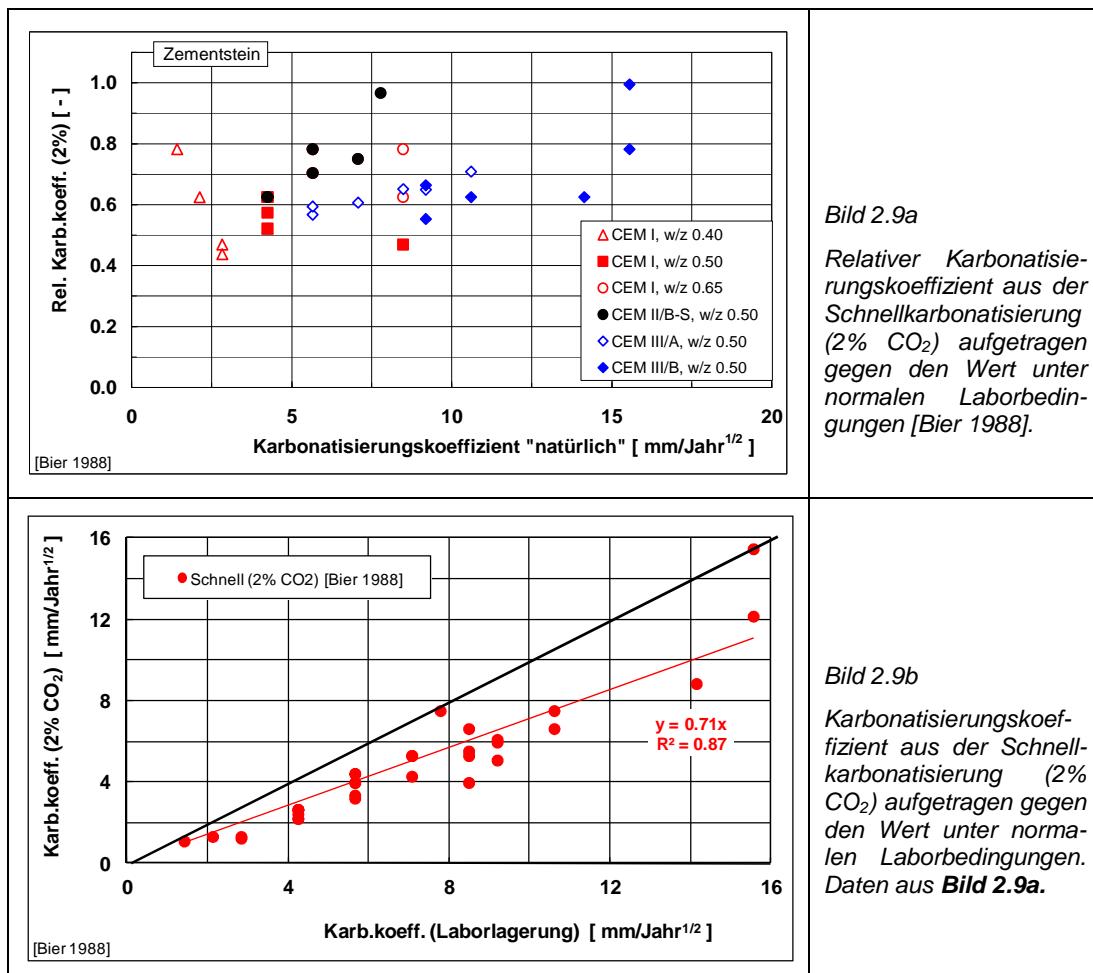


Bild 2.8

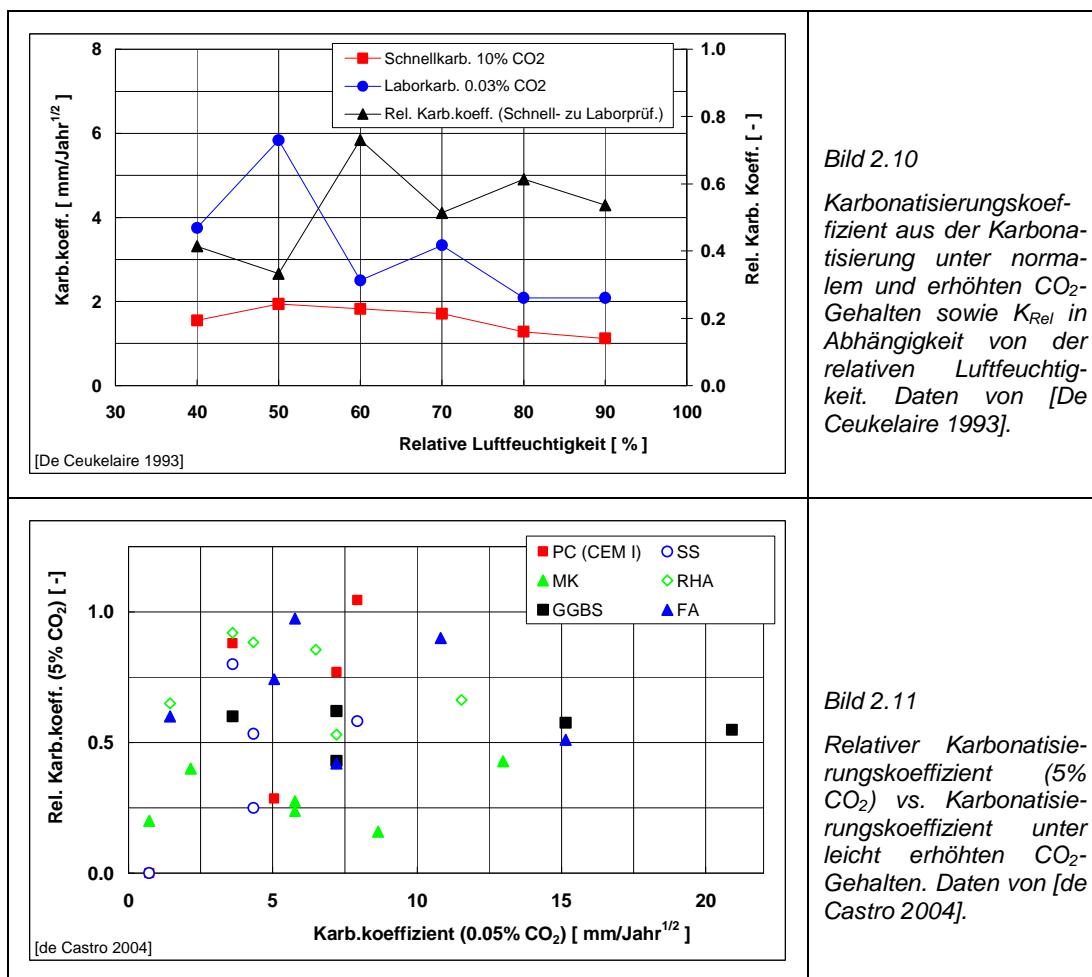
Einfluss des  $\text{CO}_2$ -Gehaltes auf den relativen Karbonatisierungskoeffizienten (normiert auf 0.03%  $\text{CO}_2$ ). Daten von [Hyvert 2009].

Nachfolgend werden einige weitere Arbeiten erläutert. Sisomphon et al. [Sisomphon 2007] haben in ihrer Arbeit Untersuchungen mit verschiedenen beschleunigten Karbonatisierungsprüfungen analysiert. Sie kamen zum Schluss, dass die **Gleichung 2.4** den Einfluss gut beschreibt. Wie die folgenden Ergebnisse zeigen, ist dies aber nicht immer der Fall.

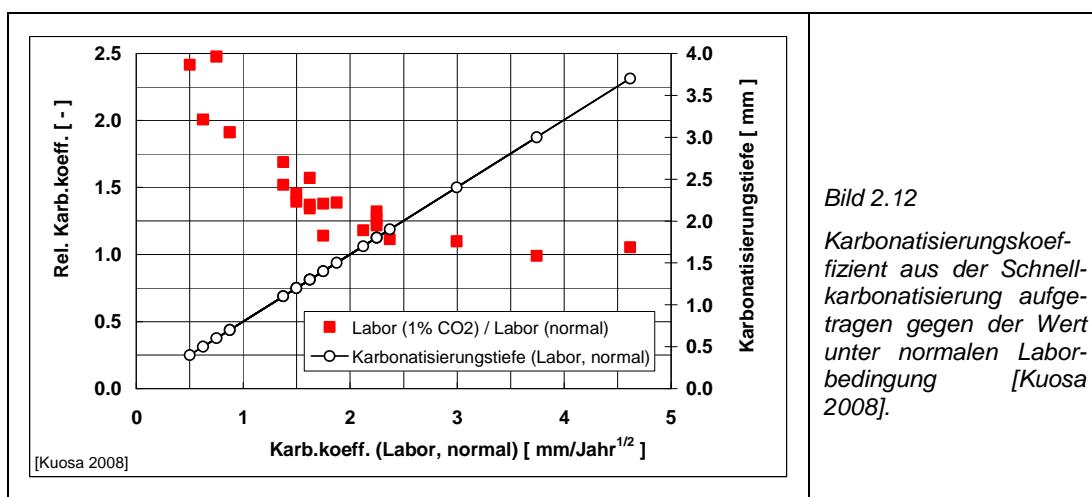
Bier [Bier 1988] hat die Schnellkarbonatisierung (2%  $\text{CO}_2$ ) von Zementstein mit Ergebnissen der Lagerung unter normalen Bedingungen verglichen. In der Publikation wird der  $\text{CO}_2$ -Gehalt im Labor mit 0.03% angegeben. Die Einzelwerte des relativen Karbonatisierungskoeffizienten schwanken zwischen 40 und 100%. Die mittleren relativen Karbonatisierungskoeffizienten liegen, je nach Zementart und w/z-Wert, zwischen 56 und 77% (Mittelwert über alle Werte 71%) (**Bild 2.9**). Gehlen fand bei seinen Untersuchungen Werte zwischen 29 und 100% (Mittelwert 62%) [Gehlen 2000].



De Ceukelaire et al. [De Ceukelaire 1993] verglichen die Ergebnisse der Schnellkarbonatisierung (10%  $\text{CO}_2$ ) mit der Karbonatisierung unter Laborbedingungen (0.03%  $\text{CO}_2$ ) von einem Beton (w/z 0.60, CEM III/A 310 kg/m<sup>3</sup>,  $D_{\text{Max}}$  22 mm, Nachbehandlung: 1 Tag in Schalung, 6 Tage bei 90% RL). Aus **Bild 2.10** geht hervor, dass der relative Karbonatisierungskoeffizient erheblich schwankt. Er liegt bei relativen Luftfeuchtigkeiten  $\geq 60\%$  im Mittel bei etwa 60%. Dieser Wert ist gut vergleichbar mit den Resultaten einer anderen Arbeit mit Betonen mit einem w/z-Wert von 0.4, 0.6 und 0.8 [Ishida 2004], die bei 10%  $\text{CO}_2$  im Vergleich zu 0.07%  $\text{CO}_2$  ebenfalls nur eine effektive Beschleunigung zwischen 60 und 70% des theoretischen Wertes fanden. [Kobayashi 1990] fand dagegen beim gleichen  $\text{CO}_2$ -Gehalt lediglich einen Wert von 30%. Bei 40%  $\text{CO}_2$  wurde in der Arbeit von [Gonen 2007] relative Karbonatisierungskoeffizienten um 80% gefunden. Aus **Bild 2.11** geht hervor, dass der relative Karbonatisierungskoeffizient enorm streut und, abgesehen von einem Einzelwert, maximal Werte von 100% erreicht. Weiter ist aus diesem Bild ersichtlich, dass die Zementart keinen eindeutigen Einfluss hat.

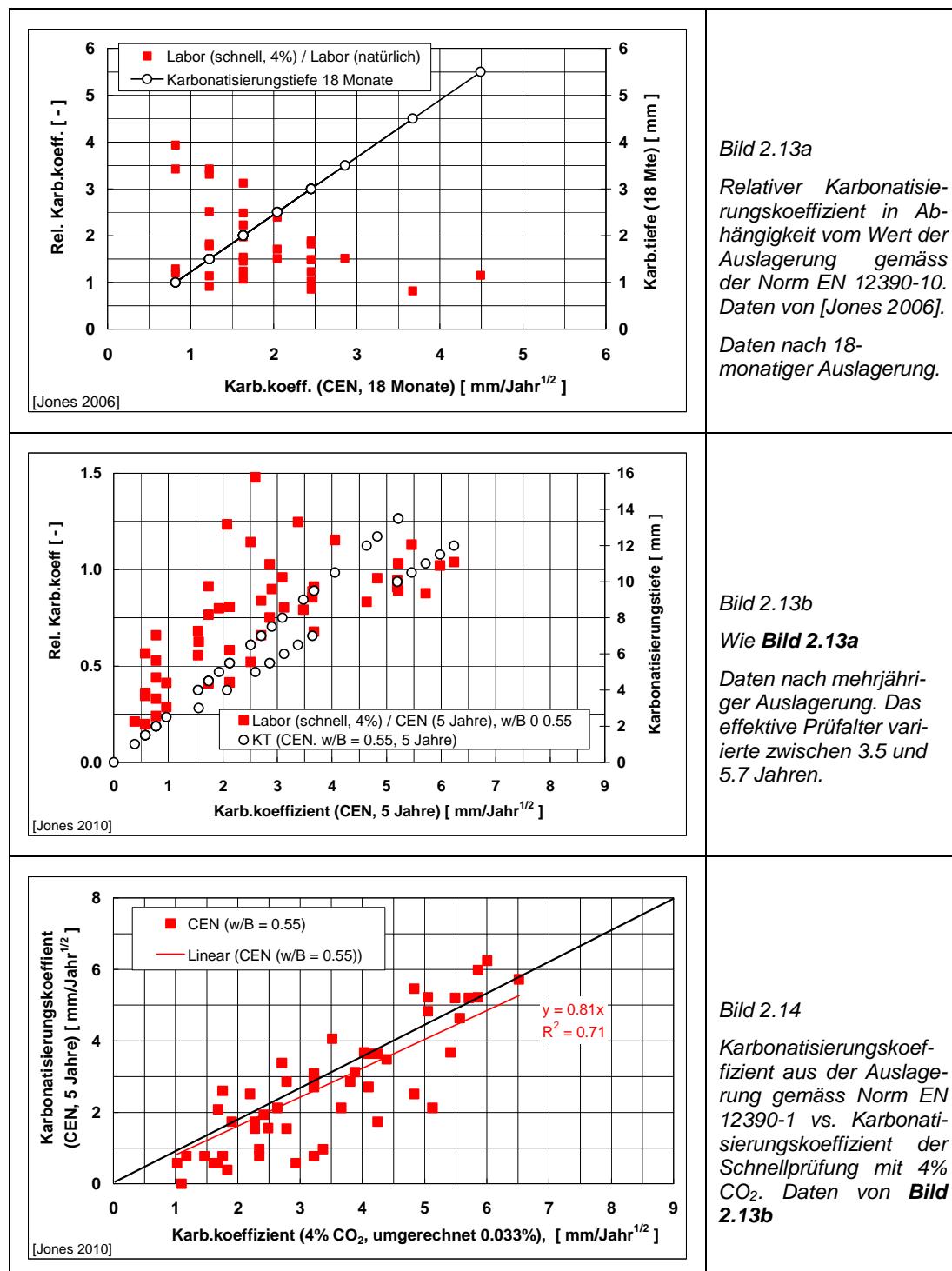


Die Ergebnisse der Untersuchungen von Kuosa et al. [Kuosa 2008], die verschiedene Betone unter natürlichen Bedingungen (20 °C, 65% RL, 7.7 bis 9 Monate) und unter beschleunigten Bedingungen (1%  $\text{CO}_2$ , 20 °C, 60% RL, 56 Tage) karbonatisiert haben, sind in **Bild 2.12** gezeigt. Der relative Karbonatisierungskoeffizient ist bei tiefen Werten für  $K_{\text{N}}$  über 1, bei höheren Werten dagegen tendiert er gegen 1. Wie schon eingangs festgehalten, sind Werte für  $K_{\text{Rel}} > 1$  nicht möglich, wenn der tiefste  $\text{CO}_2$ -Gehalt als Bezugswert genommen wird. Mit grosser Sicherheit kann dieser Befund auf die bei geringer Karbonatisierung ungenaue Bestimmung der Karbonatisierungstiefe bzw. auf die zu kurzen Versuchzeiten zurückgeführt werden. Die Karbonatisierungstiefen sind, wie diesem Bild zu entnehmen ist, generell sehr tief.



Ähnliche Probleme ergaben sich auch bei den Untersuchungen der Concrete Technology Unit der Universität in Dundee/UK [Jones 2006, 2010]. **Bild 2.13a** zeigt den Vergleich nach 18 Monaten und **Bild 2.13b** nach 5 Jahren Auslagerung gemäss Norm EN 12390-10. Nach 18 Monaten steigt der relative Karbonatisierungskoeffizient bei tiefen Werten für  $K_N$  bis auf 400% des theoretischen Wertes an. Nach der 5-jährigen Lagerung beträgt der relative Karbonatisierungskoeffizient etwa 81% (**Bild 2.14**). Wie schon erwähnt, sind hier Werte für  $K_{Rel} > 1$  nicht möglich und müssen auf Messungenauigkeiten zurückgeführt werden.

Neuere Untersuchungen im Rahmen des europäischen CEM X-Projektes [CEM X 2011] ergaben eine sehr gute Übereinstimmung der bei 1 und 4%  $\text{CO}_2$  gemessenen Werte (**Bild 2.15**).



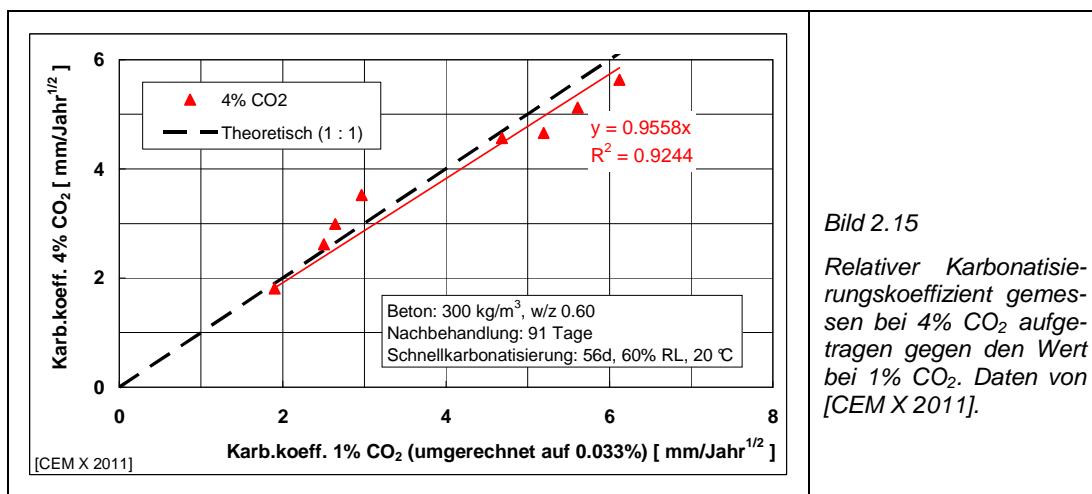


Bild 2.15

Relativer Karbonatisierungskoeffizient gemessen bei 4%  $\text{CO}_2$  aufgetragen gegen den Wert bei 1%  $\text{CO}_2$ . Daten von [CEM X 2011].

Es sind sehr viele vergleichende Untersuchungen zwischen der Schnellkarbonatisierung und der Aussenlagerung (bewittert und unbewittert) gemacht worden. Diese werden in **Kapitel 2.5** behandelt.

Die Änderungen der chemischen Phasen von Zementstein (CEM I) mit der Karbonatisierung bei erhöhten  $\text{CO}_2$ -Gehalten wurden schon verschiedentlich untersucht. Stellvertretend werden hier die Ergebnisse der Arbeit von Castellote et al. [Castellote 2009] bei  $\approx 0.03, 3, 10$  und  $100\% \text{CO}_2$  erwähnt. Sie fanden, dass mit zunehmendem  $\text{CO}_2$ -Gehalt die karbonatisierte CSH-Phase stärker polymerisiert. Bei einem  $\text{CO}_2$ -Gehalt von 10 und 100% verschwindet das CSH-Gel vollständig. Sie schlossen aus ihren Untersuchungen, dass die Beschleunigung der Karbonatisierung mit  $\text{CO}_2$ -Gehalten bis 3% die Mikrostruktur nicht grundsätzlich verändert. Im Gegensatz dazu konnten Al-Khadimi et al. [Al-Khadimi 1996] auf Grund optischer und elektronenmikroskopischer Untersuchungen keinen Einfluss der Schnellkarbonatisierung bei 100%  $\text{CO}_2$  erkennen. In [Muntean 2005] werden Überlegungen zur Brauchbarkeit der Ergebnisse der Schnellkarbonatisierung gemacht.

In den schon oben erwähnten Arbeiten mit erhöhten  $\text{CO}_2$ -Gehalten stellten [Hyvert 2009] und [Uomoto 1993] fest, dass die Beschleunigung geringer ist als erwartet. Ihre Untersuchungen ergaben, dass mit zunehmendem  $\text{CO}_2$ -Gehalt der Portlandit vollständig in Calcit umgewandelt wird (Bild 2.16). Aus der stärkeren Gewichtszunahme der Probekörper bei erhöhten  $\text{CO}_2$ -Gehalten schlossen sie, dass auch CSH-Phasen karbonatisieren und die Poren verstopfen und damit die Porosität und der Diffusionskoeffizient von  $\text{CO}_2$  reduziert werden. Darauf basierend haben sie ein neues Modell entwickelt, um die Wirkung der erhöhten  $\text{CO}_2$ -Gehalte zu beschreiben.

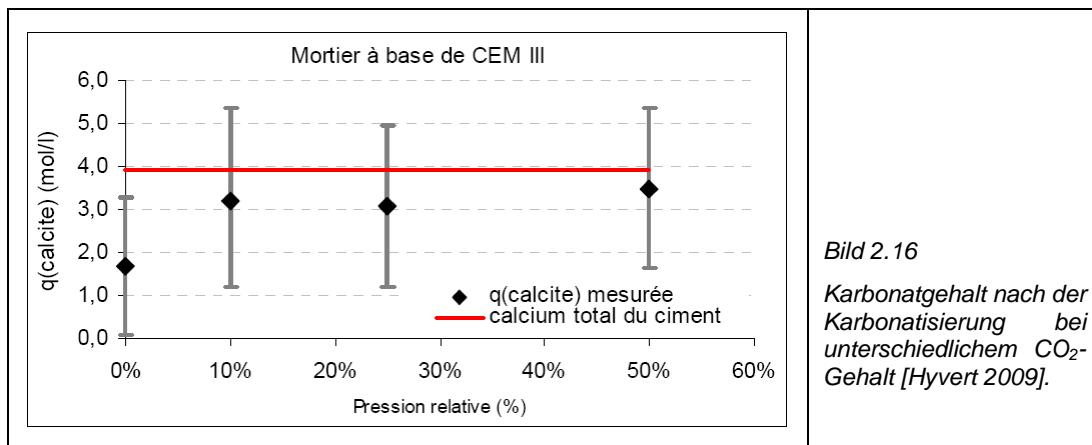


Bild 2.16

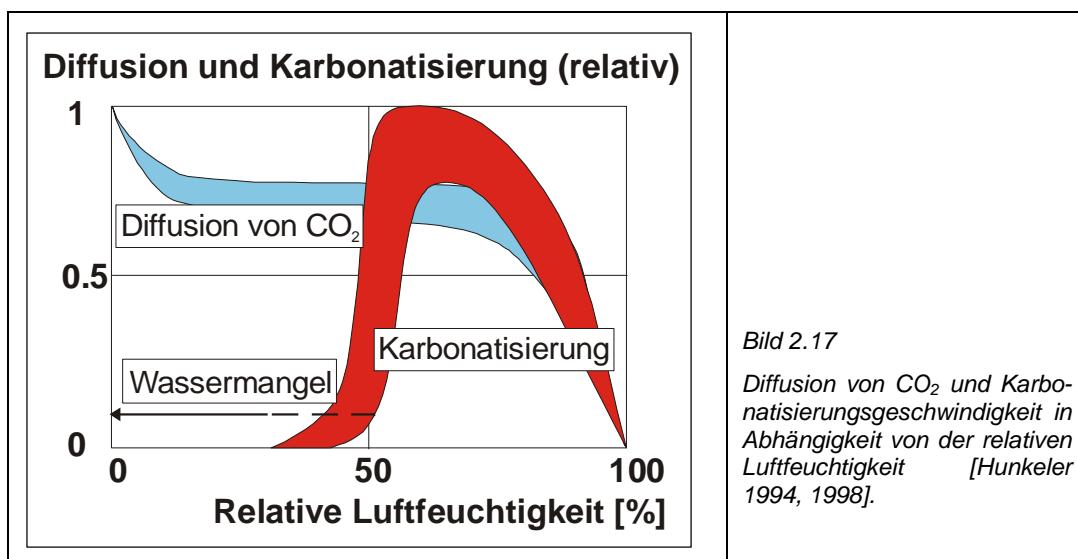
Karbonatgehalt nach der Karbonatisierung bei unterschiedlichem  $\text{CO}_2$ -Gehalt [Hyvert 2009].

## 2.4 Relative Luftfeuchtigkeit und Temperatur

### 2.4.1 Relative Luftfeuchtigkeit

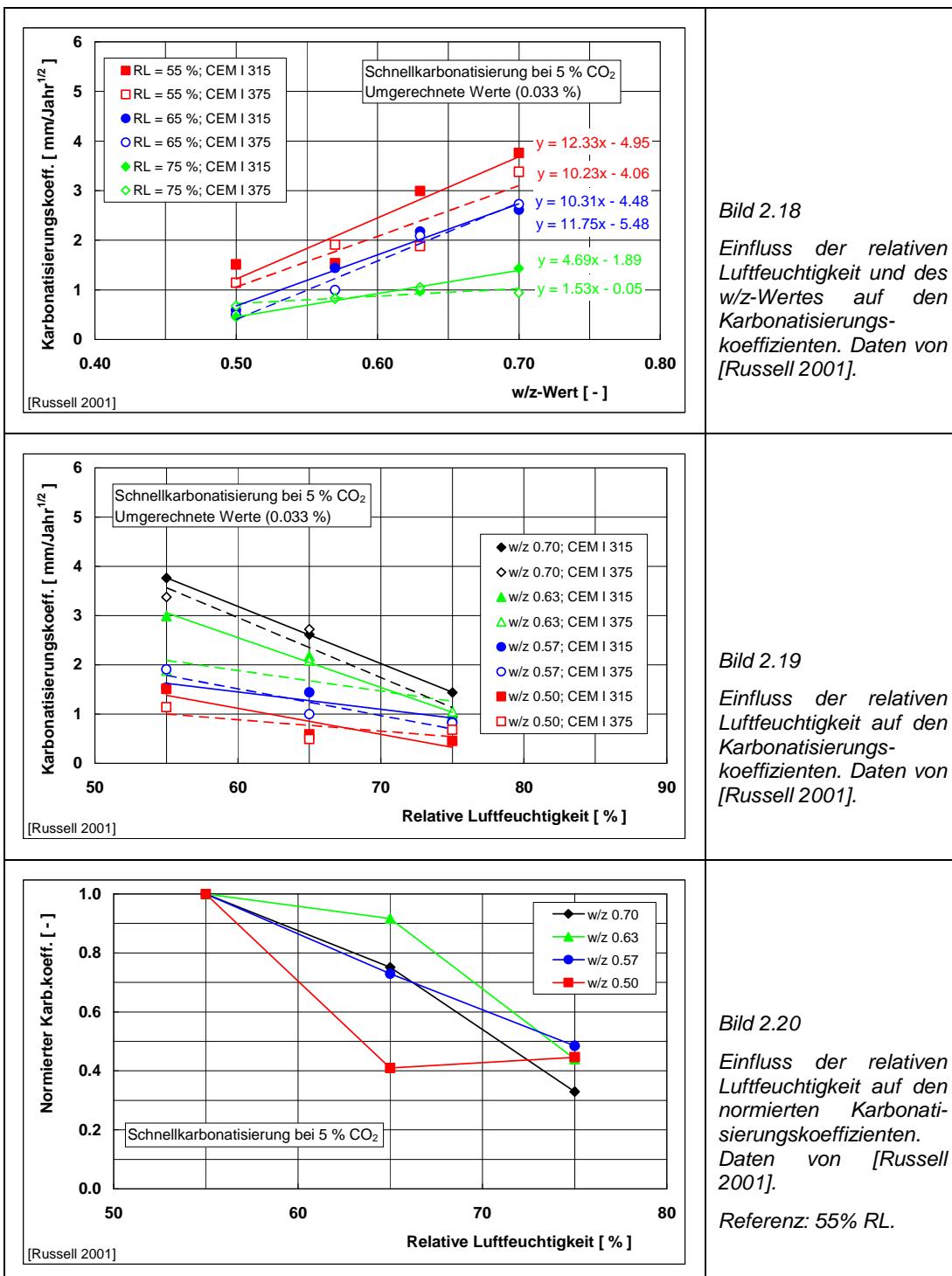
Erfahrungsgemäss ist die Karbonatisierungsgeschwindigkeit im Feuchtigkeitsbereich zwischen etwa 50 und 70% (Bild 2.17) am grössten. Vollständig durchnässter Beton karbonatisiert praktisch nicht, da die Diffusionsgeschwindigkeit von  $\text{CO}_2$  im Porenwasser um etwa 3 bis 4 Grössenordnungen langsamer ist als im trockenen oder wenig feuchten Beton. Im Gegensatz dazu nimmt die Geschwindigkeit der Karbonatisierungsreaktion zu [Giarma 2011]. Mit zunehmendem Trocknungsgrad des Betons sinkt die Karbonatisierungsgeschwindigkeit ab, weil das für die Karbonatisierungsreaktion notwendige, frei bewegliche Wasser fehlt.

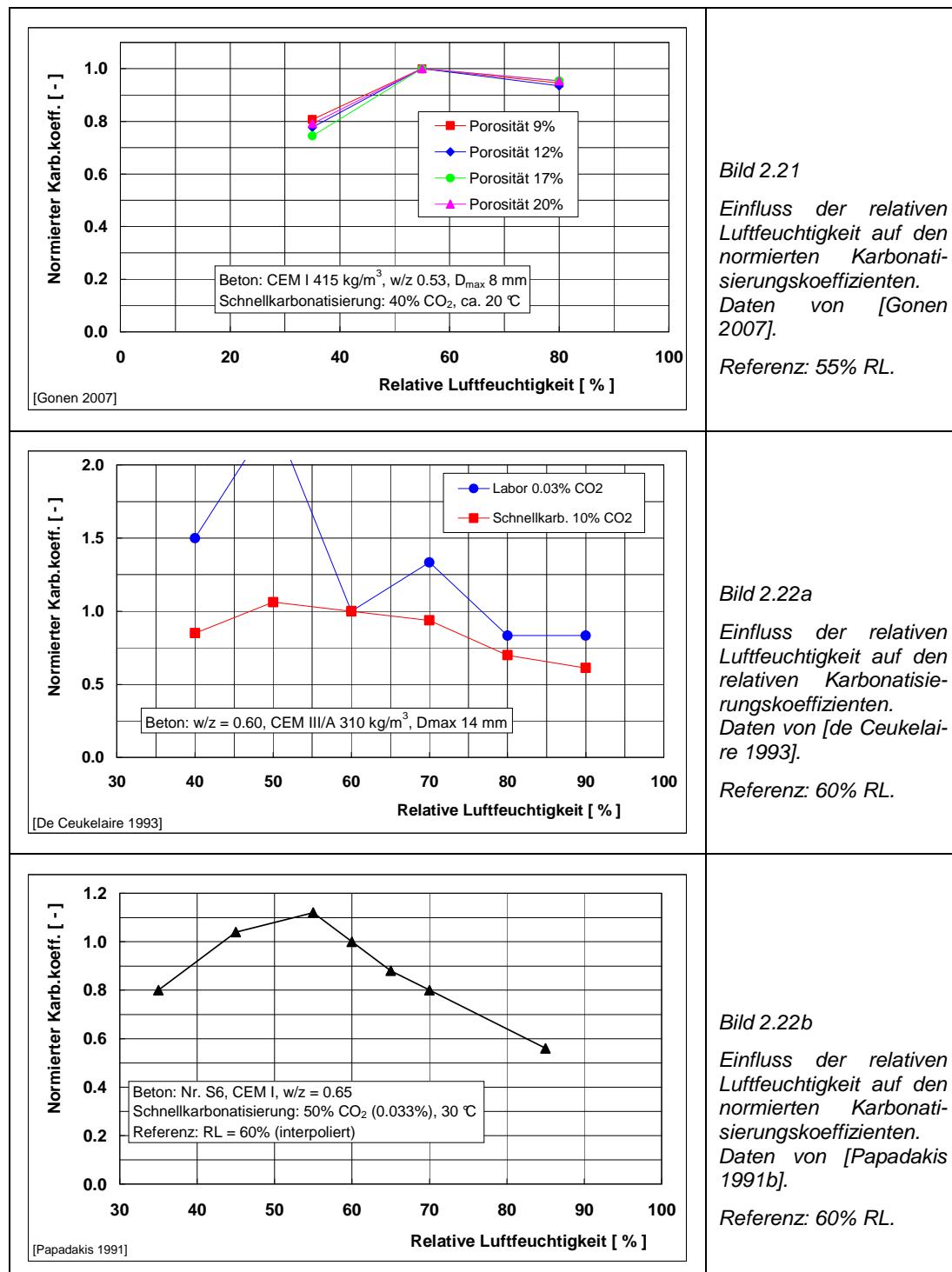
Der Gehalt an frei beweglichem Wasser ist vom Adsorptionsverhalten des Betons abhängig. Für die Betonfeuchtigkeit eines Bauteils sind nicht nur die relative Luftfeuchtigkeit (Bild 1.3), die Porosität des Betons und die Adsorptionsisotherme von Bedeutung, sondern auch die Gegebenheiten vor Ort. Für das Mikroklima wichtig sind: geografische Ausrichtung (Regen, Sonne), Wind (→ Austrocknung), Neigung der Betonoberflächen, Besonung/Beschattung etc..



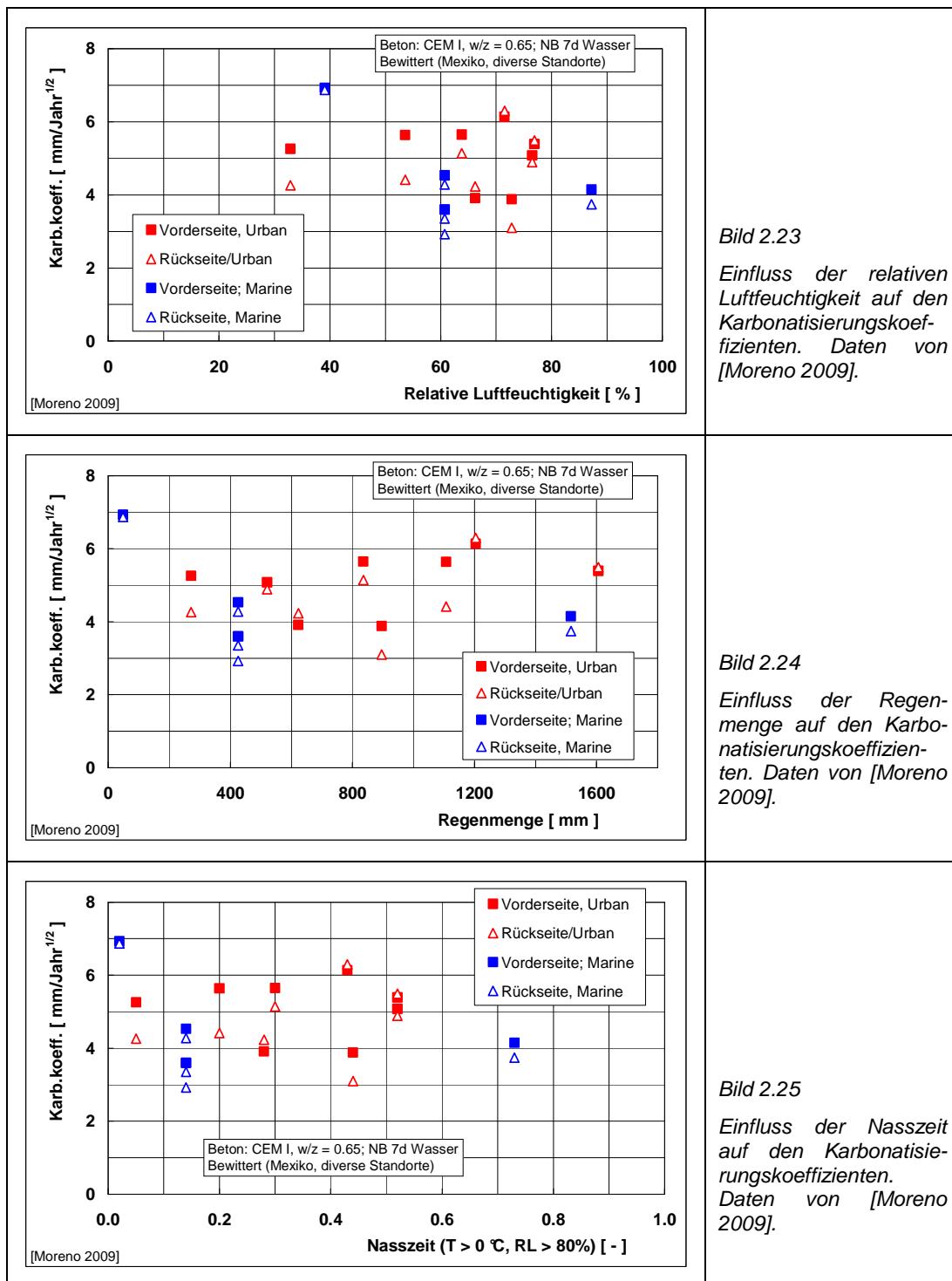
Russell et al. untersuchten den Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit auf die Karbonatisierung von Betonen mit CEM I und verschiedenen w/z-Werten [Russell 2001]. Mit einer sehr aufwändigen Vorlagerung versuchten sie einen homogenen Feuchtigkeitszustand zu erreichen. Dabei wurden die Proben u.a. auch während 6 Wochen bei 40 °C getrocknet. Danach folgte die Schnellkarbonatisierung (5%  $\text{CO}_2$ ). In ihrer Publikation geben sie die errechneten Karbonatisierungskoeffizienten an. Diese Werte wurden auf einen  $\text{CO}_2$ -Gehalt von 0.033% umgerechnet. Die nachfolgenden Bilder (Bild 2.18 und Bild 2.19) zeigen, dass mit zunehmender relativer Luftfeuchtigkeit der Karbonatisierungskoeffizient stark abnimmt. Aus Bild 2.20 geht hervor, dass bei einer relativen Luftfeuchtigkeit von 75% der normierte Karbonatisierungskoeffizient unter 0.50 (0.33 bis 0.49, Mittelwert 0.43) liegt. Der w/z-Wert hat dabei nur einen geringen und keinen systematischen Einfluss.

Die Ergebnisse von Gonen et al. [Gonen 2007] zeigen demgegenüber einen wesentlich geringeren Einfluss (Bild 2.21). Bei einer relativen Luftfeuchtigkeit von 75% liegt der normierte Karbonatisierungskoeffizient bei ca. 0.95. Die Ergebnisse von [De Ceukelaire 1993] und Papadakis et al. [Papadakis 1991b] sind ähnlich (0.80 bzw. 0.70), aber deutlich tiefer als jene von [Gonen 2007] (Bild 2.22).





Den Einfluss klimatischer Faktoren auf die Karbonatisierung untersuchten auch Moreno et al. [Moreno 2009] an einem Beton mit CEM I und einem w/z = 0.65. Der Beton wurde 7 Tage nachbehandelt. Die dafür hergestellten Prismen (150x150x300 mm) wurden während 3 Jahren in verschiedenen mexikanischen Städten und in Meereshöhe ausgelagert. Die verschiedenen Standorte unterscheiden sich erheblich bzgl. Luftfeuchtigkeit, Temperatur und Regenmenge. Der CO<sub>2</sub>-Gehalt wurde nur an drei Standorten gemessen. Die Werte liegen zwischen 0.046 und 0.081%. Die Untersuchungen zeigen praktisch keinen Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit, der Regenmenge und der Nasszeit (Zeit, bei der die Temperatur >0 °C und RL >80% ist) auf den Karbonatisierungskoeffizienten (Bild 2.23 bis Bild 2.25). Erkennbar sind kleinere Unterschiede zwischen der dem Wind ausgesetzten Vorder- und dem Wind abgewandten Rückseite der Prismen.

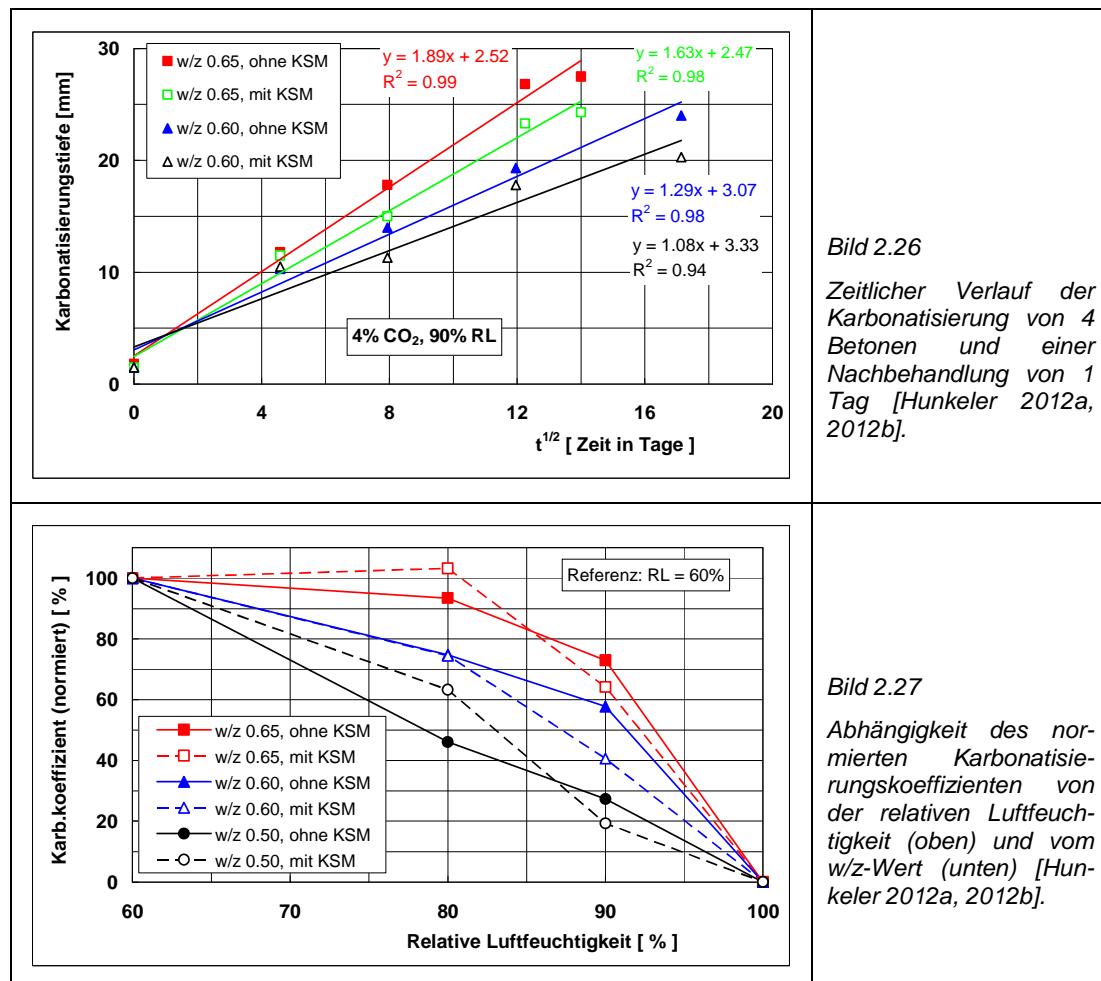


Die nachfolgend vorgestellten Untersuchungen entstanden im Rahmen eines Forschungsauftrages der cemsuisse [Hunkeler 2012a, 2012b]. Dabei wurden Betone mit CEM II/A-LL ( $300 \text{ kg/m}^3$ ) mit w/z-Werten von 0.65, 0.60 und 0.50 ohne und mit teilweisem Ersatz des Zementes durch Kalksteinmehl (KSM) untersucht. Bei der Berechnung des w/z-Wertes wurde nur der effektive Zementgehalt berücksichtigt. Die Schnellkarbonatisierung erfolgte bei einem  $\text{CO}_2$ -Gehalt von 4% und einer relativen Luftfeuchtigkeit von 60, 80 und 90%. Die Prüfung dauerte teilweise fast 300 Tage.

Die bisherigen Ergebnisse lassen den Schluss zu, dass das  $\sqrt{t}$ -Gesetz auch bei erhöhten Luftfeuchtigkeiten gültig ist (Bild 2.26). Die Messungen werden fortgesetzt, um eine allfällige Abweichung erkennen zu können bzw. sicher auszuschliessen.

Der Karbonatisierungskoeffizient nimmt mit zunehmender relativer Luftfeuchtigkeit ab. In **Bild 2.27** und **Bild 2.28** sind die auf  $RL = 60\%$  normierten Werte dargestellt. Der Einfachheit halber wurde angenommen, dass die Karbonatisierungsgeschwindigkeit bei 100% RL Null ist. Die Bilder zeigen, dass der Verlauf deutlich vom  $w/z$ -Wert abhängig ist. Dieser Befund kann auf das unterschiedliche Sorptionsverhalten der Betone zurückgeführt werden (siehe **Kapitel 6.1.3**). Damit verknüpft ist der  $\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizient im Beton, der mit zunehmender Luft- bzw. Betonfeuchtigkeit abnimmt (s. z.B. [Papadakis 1989, 1991a,b, Houst 1994, Papadakis 2000, Kwon 2010]).

In der **Tabelle 2.1** sind die normierten Einzel- und Mittelwerte der Karbonatisierungskoeffizienten zusammengestellt. Im Vergleich zu den in der Literatur vorgeschlagenen Abhängigkeiten (z.B. [Steffens 2000, Papadakis 2000, Gehlen 2000]) ist der Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit weniger stark.



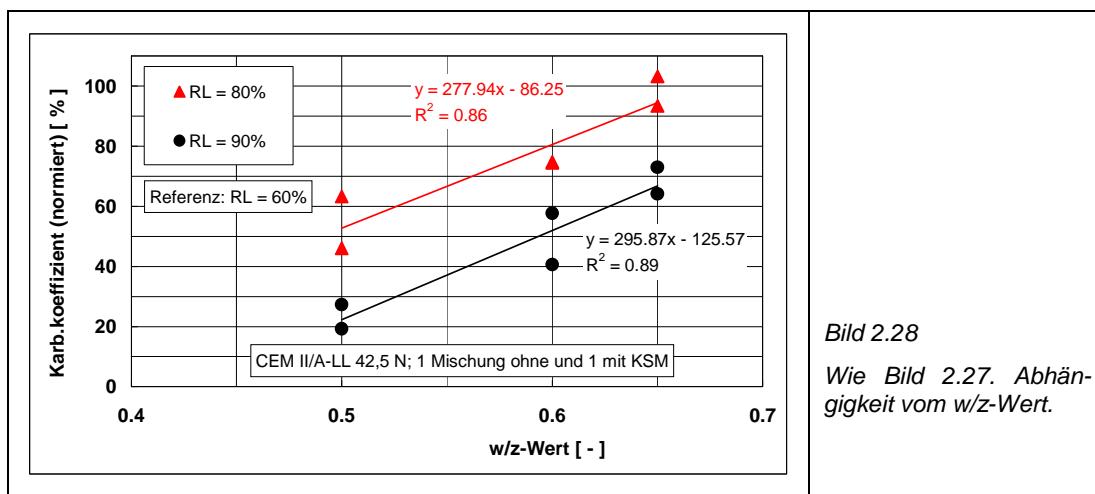


Bild 2.28

Wie Bild 2.27. Abhängigkeit vom w/z-Wert.

Tabelle 2.1 Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit und des w/z-Wertes auf den relativen Karbonatisierungskoeffizienten [Hunkeler 2012a, 2012b]. Beton mit CEM II/A-LL (CEM) ohne und mit Kalksteinmehl (KSM). Nachbehandlung der Betone: 1 Tag in Schalung.

Rel. Luftfeuchtigkeit, %	Normierter Karbonatisierungskoeffizient (Referenz: RL = 60%), %								
	Expositionsklasse								
	w/z = 0.65			w/z = 0.60			w/z = 0.50		
	CEM	CEM+KSM	Mittelwert	CEM	CEM+KSM	Mittelwert	CEM	CEM+KSM	Mittelwert
60	100	100	100	100	100	100	100	100	100
80	93	103	98	75	74	75	46	63	55
90	73	64	69	58	41	49	27	19	23
100	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Für die Berücksichtigung des Einflusses der relativen Luftfeuchtigkeit werden in den verschiedenen Modellen für die Prognose der zeitliche Entwicklung der Karbonatisierung unterschiedliche Ansätze verwendet. In **Bild 2.29** und **Bild 2.30** sind Beispiele für die Beziehungen zwischen dem Karbonatisierungskoeffizient und dem Zeitexponenten b und der relativen Luftfeuchtigkeit dargestellt. Weitere Erläuterungen sind in [Lammar 2010] zu finden.

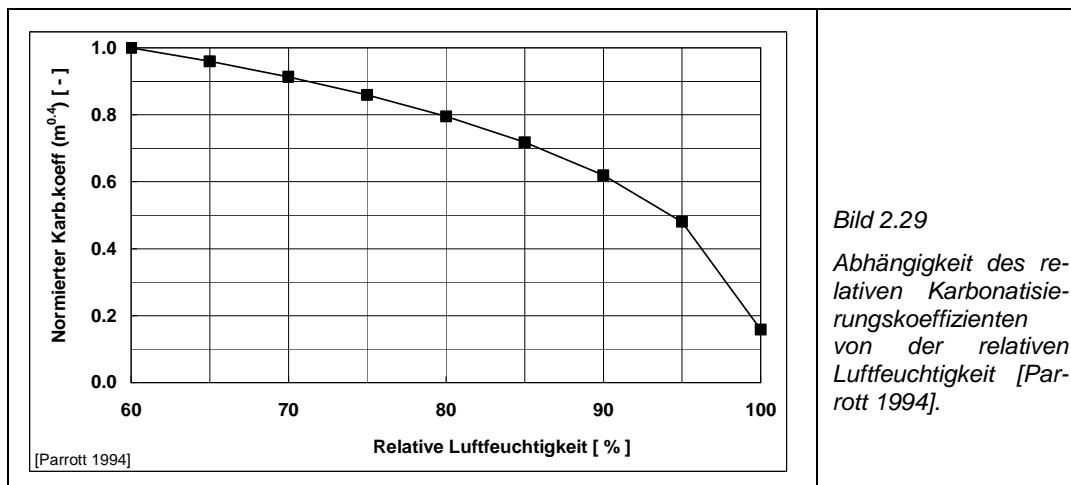


Bild 2.29

Abhängigkeit des relativen Karbonatisierungskoeffizienten von der relativen Luftfeuchtigkeit [Parrott 1994].

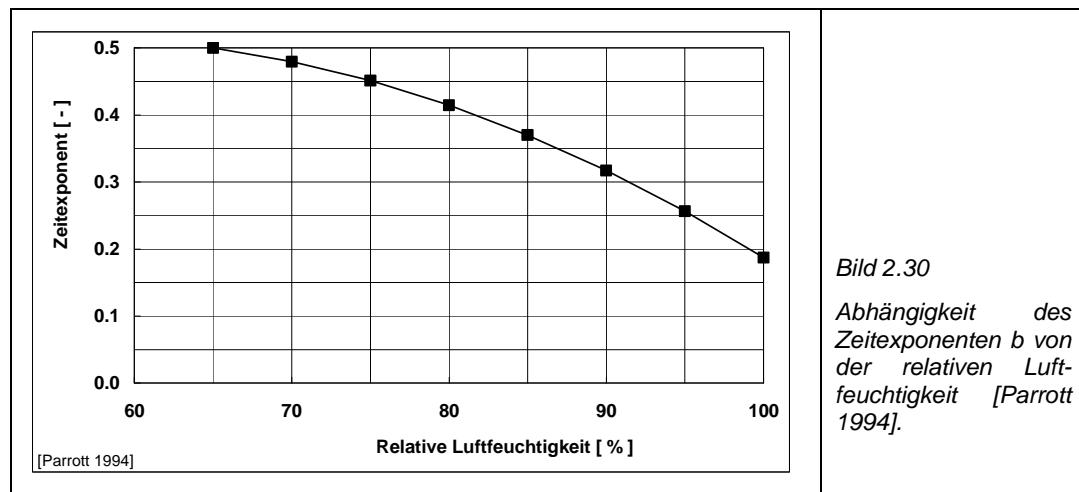


Bild 2.30

Abhängigkeit des Zeitexponenten  $b$  von der relativen Luftfeuchtigkeit [Parrott 1994].

## 2.4.2 Temperatur

Aus der bereits im Kapitel 2.4.1 erwähnten Feldstudie von Moreno et al. [Moreno 2009] geht hervor, dass die Temperatur unter praktischen Bedingungen in Mexiko kaum einen Einfluss auf die Karbonatisierung hat (**Bild 2.31**). Demgegenüber fanden Uomoto et al. [Uomoto 1993] in Laboruntersuchungen doch einen recht deutlichen Einfluss (**Bild 2.32**) und geben folgende Gleichung für die Temperaturabhängigkeit an:

$$K = e^{(8.748 - 2563/T)} \quad \text{Gleichung 2.7}$$

T: absolute Temperatur, K

Loo et al. [Loo 1994] fanden demgegenüber einen geringeren Einfluss der Temperatur (**Bild 2.33**). Auch Papadakis et al. [Papadakis 1991b] fanden nur einen sehr geringen Einfluss (+10% pro 10 °C).

Ishida et al. [Ishida 2008] stellten in ihrer Arbeit bei Temperaturen zwischen 10 und 50 °C eine maximale Karbonatisierungsgeschwindigkeit bei 30 °C fest. Sie erklären dies mit den beiden gegenläufigen Tendenzen: einerseits Abnahme der Löslichkeit von CO<sub>2</sub> und Ca(OH)<sub>2</sub> und andererseits Zunahme der Geschwindigkeit der Karbonatisierungsreaktion mit zunehmender Temperatur.

Interessant ist der Vergleich zum Temperatureinfluss auf die Permeabilität und Diffusion. Gemäss Jooss et al. [Jooss 2002] beträgt bei Normalbeton die Zunahme der Permeabilität und des Diffusionskoeffizienten bei einer Temperaturerhöhung von 20 auf 50 °C lediglich etwa 16% bzw. 11%. Diese Beschleunigung ist eher tiefer als die Zunahme bei der Karbonatisierungsgeschwindigkeit und deutet an, dass erhöhte Temperaturen vorab die chemische Reaktionsgeschwindigkeit der Karbonatisierung und weniger die Transporteigenschaften der Gase beeinflussen.

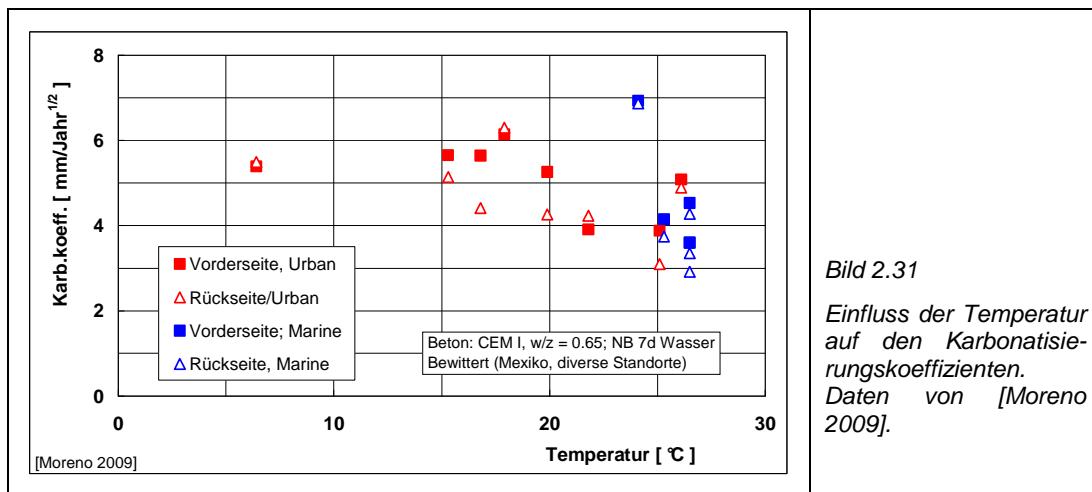


Bild 2.31

Einfluss der Temperatur auf den Karbonatisierungskoeffizienten.  
Daten von [Moreno 2009].

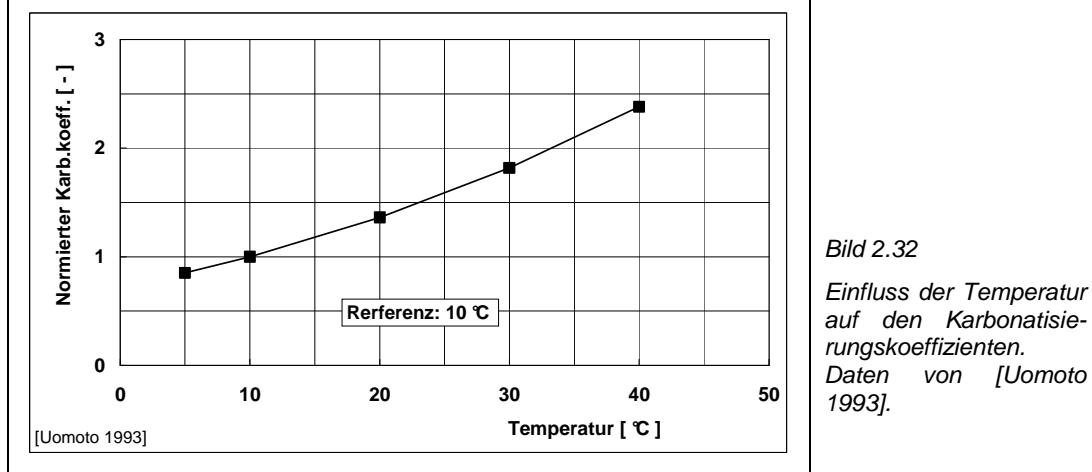


Bild 2.32

Einfluss der Temperatur auf den Karbonatisierungskoeffizienten.  
Daten von [Uomoto 1993].

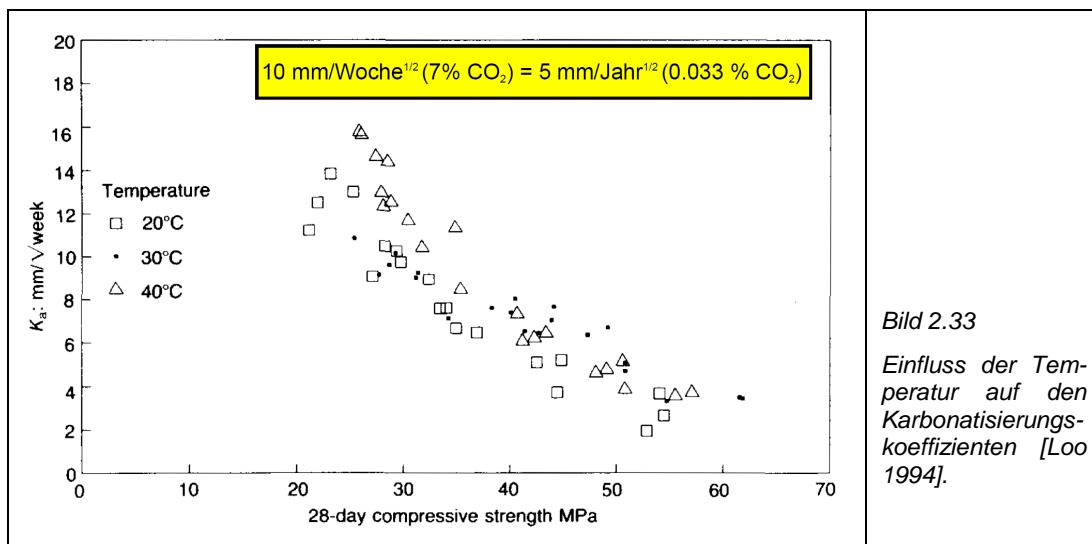


Bild 2.33

Einfluss der Temperatur auf den Karbonatisierungskoeffizienten [Loo 1994].

## 2.5 Expositionsbedingungen (Aussenlagerungen)

### 2.5.1 Allgemeines

Unterschiedliche Expositionsbedingungen, d.h. die Summe des Einflusses von relativer Luftfeuchtigkeit, Temperatur, Nasszeit, Regenmenge, Wind, Besonnung, geografische Ausrichtung etc., bewirken eine unterschiedlich schnelle Karbonatisierung von Beton im Vergleich zur Auslagerung im Labor mit mehr oder weniger konstanten Bedingungen. Es können grob die folgenden Expositionen unterschieden werden:

- Laborbedingungen (Innenlagerungen): Normaler CO<sub>2</sub>-Gehalt, relative Luftfeuchtigkeit und Temperatur sind mehr oder weniger konstant.
- Laborbedingungen: Erhöhter CO<sub>2</sub>-Gehalt (beschleunigte Karbonatisierungsprüfungen), relative Luftfeuchtigkeit und Temperatur sind mehr oder weniger konstant.
- Unbewitterte Aussenlagerung (entspricht der Expositionsklasse XC3): Der Beton ist vor Regen geschützt. Relative Luftfeuchtigkeit und Temperatur weisen saisonale Schwankungen auf.
- Bewitterte Aussenlagerung (entspricht der Expositionsklasse XC4): Der Beton ist dem Regen ausgesetzt. Relative Luftfeuchtigkeit und Temperatur weisen saisonale Schwankungen auf.

In verschiedenen Publikationen wird das Verhältnis der Karbonatisierungstiefen von verschiedenen Auslagerungen gebildet und bewertet. Dies darf aber nur dann als Basis für Vergleiche genommen werden, wenn folgende Bedingungen erfüllt sind:

- a) Der Zeitexponent ist bei den Auslagerungen identisch.
- b) Der CO<sub>2</sub>-Gehalt ist entweder identisch oder er wird gemessen und entsprechend berücksichtigt.

Die Bedingung a) ist beim Vergleich verschiedener Laborlagerungen erfüllt, da der Zeitexponent  $b$  meist mit 0.50 angesetzt werden kann. Für einen Vergleich der Resultate von Innen- und unbewitterter Aussenlagerungen ist die Bedingung a) in der Regel nicht bzw. nicht ganz erfüllt. Beim Vergleich der Innenlagerung mit der bewitterten Aussenlagerung ist sie aber sicher nicht erfüllt. Ist die Bedingung a) nicht erfüllt, so sind Vergleiche in jedem Falle zeitabhängig.

Die Bedingung b) ist vermutlich streng genommen selten erfüllt. Meist fehlen Angaben zum CO<sub>2</sub>-Gehalt, da diese, abgesehen von Schnellkarbonatisierungsprüfungen, meist auch gar nicht gemessen werden. Dies ist, wie später gezeigt wird, ungenügend und kann zu Fehlbeurteilungen beim Vergleich von verschiedenen Arbeiten und beim Vergleich der Resultate von Auslagerungen mit verschiedenen Expositionsbedingungen führen.

Schwierigkeiten bereitet auch die Berücksichtigung der Nasszeit, der Regenmenge und des Windes. So kann es durchaus sein, dass je nach geografischer Ausrichtung und Wind selbst "bewitterter" Beton auch bei Regen nicht nass wird.

Die Definition der Nasszeit (ToW, Time of Wetness) ist uneinheitlich (**Gleichung 2.8**). Während in einigen Arbeiten für  $t_{nass}$  die Zeit mit einer relativen Luftfeuchtigkeit >80% eingesetzt wird, verwenden andere die Zeit, bei der Regen gefallen ist. Dabei stellt sich die Frage, was ein Regentag ist. Gemäss einer sehr strengen Definition (<http://www.topwetter.de/lexikon/r/regentag.htm>) ist ein Regentag, ein Tag, an dem >0.1 mm/m<sup>2</sup> Regen gefallen ist.

Für MeteoSchweiz sind Regentage Tage mit einem Mindestniederschlag von 1 mm/m<sup>2</sup>. Diese Wassermenge führt bei Beton aber kaum zu einer tiefreichenden Wassersättigung und damit einer andauernden und stärkeren Veränderung der Karbonatisierungsgeschwindigkeit. Dies gilt umso mehr, wenn die gesamte Regenmenge über 24 Stunden verteilt fällt. Im Folgenden wurde daher für die Ermittlung der Nasszeit in der Schweiz die Tage mit einem Mindestniederschlag von 3 mm/m<sup>2</sup> ermittelt. Auch dies ist natürlich willkürlich und wird

nur gemacht, weil wissenschaftlich gesicherte Vorgaben fehlen.

Damit bei Regen vertikale Bauteile benetzt werden, braucht es etwas Wind. Die Wirkung des Windes wird mit der Schlagregenwahrscheinlichkeit  $p_{sr}$  beschrieben. Die Schlagregenwahrscheinlichkeit kann angenähert werden, indem diese gleichgesetzt wird mit dem Anteil an Tagen des Jahres mit Böen spitzen  $>12.5$  m/s (45 km/h). Man darf annehmen, dass die Tage des Jahres mit Böen spitzen  $>12.5$  m/s gleichmäßig auf die Regen- und Trockentage verteilt sind [Lammar 2010]. Durch Multiplikation der Schlagregenwahrscheinlichkeit mit dem Anteil an Regentagen ergibt sich dann die effektive Nasszeit des Betons.

$$ToW = p_{SR} \frac{t_{nass}}{t_{tot}} \text{ in \%} \quad \text{Gl. 2.8}$$

$t_{Nass}$  Nasszeit, Tage mit einer Regenmenge  $>3$  mm/m<sup>2</sup>

$t_{tot}$  Gesamtzeit, 365 Tage (1 Jahr)

$p_{SR}$  Schlagregenwahrscheinlichkeit, Tage mit Regen und Böen spitzen  $>12.5$  m/s

Der Anteil an Regentagen mit einer Regenmenge  $>3$  mm/m<sup>2</sup> Tag variiert in der Schweiz zwischen 15 und 34%, wobei eine leichte Tendenz zu höherem Niederschlag nördlich der Alpen im Vergleich zur Südseite vorhanden ist [Lammar 2010]. Die mit **Gleichung 2.8** berechnete Nasszeit liegt in der Schweiz zwischen 1 und 8%. Auf dem Berninapass wird aufgrund der häufig hohen Windgeschwindigkeiten eine Nasszeit für vertikale Bauteile von 11% erreicht [Lammar 2010].

Bei horizontalen Bauteilen ist  $p_{sr} = 1$ , da solche Flächen auch ohne Wind benetzt werden, d.h. die TOW entspricht dem Anteil an Regentage. Dies führt zu einem höheren Wassergehalt des Betons von liegenden Bauteilen im Vergleich zu vertikalen Betonflächen.

Nimmt man weiter die Hauptwindrichtungen von den Windrosen von MeteoSchweiz, so können Bauteile bzw. Bauteilflächen definiert werden, die nicht den angegebenen Windrichtungen ausgesetzt sind. Solche Flächen können in einer ersten Näherung als unbewittert betrachtet werden.

In [Lammar 2010] werden weitere Überlegungen zum Einfluss des Windes auf die Austrocknung von Beton gemacht.

## 2.5.2 Ergebnisse von Auslagerungen (unter natürlichen Bedingungen)

Nachfolgend werden einige Resultate von vergleichenden Untersuchungen mit verschiedenen Lagerungsarten gemacht. Wenn keine Angaben zum Karbonatisierungskoeffizienten vorlagen, wurden diese aus den vorhandenen Resultaten mit  $\sqrt{t}$ -Gesetz berechnet. Dies ist ungenau, Alternativen dazu gibt es aber nicht. Trotz dieser erheblichen Einschränkung werden nachfolgend Vergleiche zwischen verschiedenen Lagerungsarten gemacht. Diese erlauben, einige wichtige qualitative Rückschlüsse zu ziehen.

Es stellt sich zunächst die Frage, inwiefern die bewitterte Aussenlagerung von meist kleinen Prüfkörpern der natürlichen Exposition von Betonbauteilen zu entsprechen vermag. **Bild 2.34** zeigt beispielhaft die von Bager [Bager 2008, 2009] verwendeten, im Vergleich zu anderen Untersuchungen sogar eher grossen Prüfkörper für seine 25-jährigen Auslagerungsversuche in Aalborg (Firmengelände der Aalborg Portland). Dabei wurden Betone mit verschiedenen Zementen (teilweise mit FA oder SS,  $D_{max}$  16 mm, Luftgehalt 5-6%) verwendet. Parallel zur Aussenlagerung wurden Prüfkörper unter konstanten Laborbedingungen ( $CO_2$ -Gehalt: keine Angaben, 20 °C, 60% RL) gelagert. Die Karbonatisierungstiefe wurde nach 10, 20 und 25 Jahren gemessen. In **Bild 2.35** ist der Karbonatisierungskoeffizient der Labor- und der Aussenlagerung in Abhängigkeit vom w/z-Wert dargestellt. Daraus und aus **Bild 2.36** geht hervor, dass die Karbonatisierungskoeffizienten der Aussenlagerung sehr viel tiefer sind als jene der Laborlagerung. Die Karbonatisierungstiefen nach 20 Jahren sind auch für nicht besonders widerstandsfähige Betone sehr tief (<10 mm).

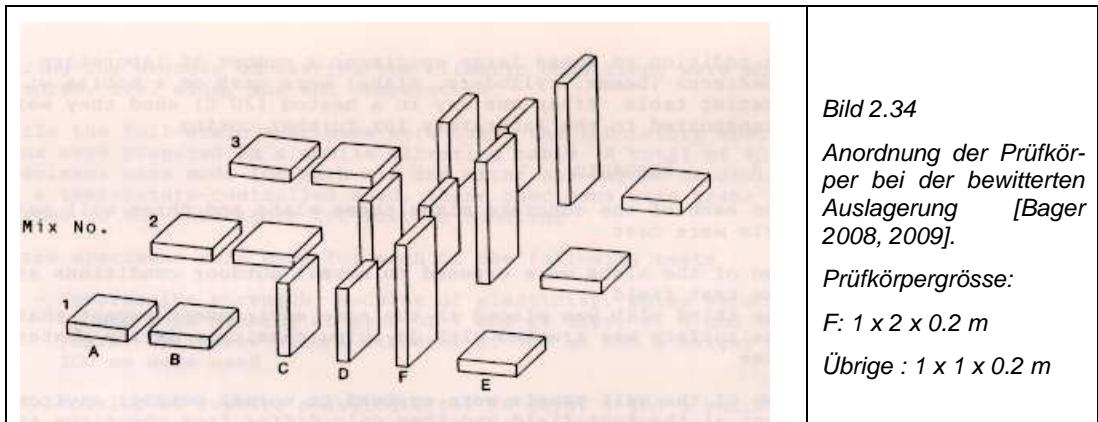


Bild 2.34

Anordnung der Prüfkörper bei der bewitterten Auslagerung [Bager 2008, 2009].

PrüfkörpergröÙe:

F:  $1 \times 2 \times 0.2 \text{ m}$

Übrige:  $1 \times 1 \times 0.2 \text{ m}$

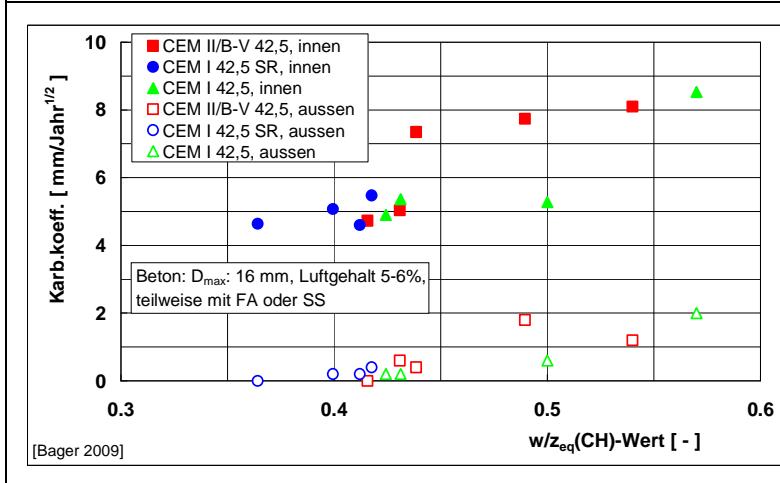


Bild 2.35

Karbonatisierungskoeffizient in Abhängigkeit von Art der Auslagerung und vom  $w/z$ -Wert. Daten von [Bager 2008, 2009].

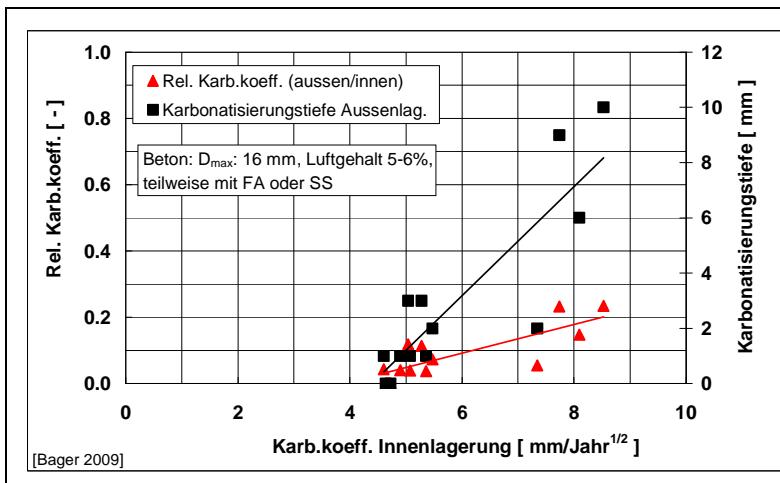


Bild 2.36

Relativer Karbonatisierungskoeffizient der Aussenlagerung und Karbonatisierungstiefe vs. Karbonatisierungskoeffizient der Laborlagerung. Daten von [Bager 2008, 2009].

Wierig [Wierig 1984] untersuchte das Karbonatisierungsverhalten von Betonen mit mehreren Portlandzementen (PZ, CEM I) und Eisenportlandzementen (EPZ mit 6-34% HS entspricht heute einem CEM II/A-S oder CEM II/B-S) und Hochofenzementen (HOZ mit 36-80% HS entspricht heute einem CEM III/A oder CEM III/B). Der  $w/z$ -Wert lag zwischen 0.45 und 0.80. Die Betone wurden über eine Zeit von 16 Jahren unter Laborbedingungen (20 °C, 65 % RL) sowie unter natürlichen Aussenbedingungen (unbewittert, d.h. vor Regen geschützt, und bewittert) gelagert. Aus den nach 0.5, 1, 2, 3, 4, 8 und 16 Jahren angegebenen Karbonatisierungstiefen wurde der Karbonatisierungskoeffizient berechnet. Die Resultate sind in Bild 2.37 dargestellt. Es zeigt sich eine starke Abhängigkeit von den Auslagerungsbedingungen. Die Karbonatisierungskoeffizienten der unbewitterten Aussenlagerung sind deutlich tiefer als jene der Laborlagerung. Noch viel tiefer sind die Werte der bewitterten Aussenlagerung. Anzumerken ist hier, dass die Karbonatisierungskoeffizienten mit dem  $\sqrt{t}$ -Gesetz berechnet wurden. Dies ist streng genommen nur für die Laborversuche

korrekt. Die Daten der unbewitterten und bewitterten Aussenlagerung werden im **Kapitel 2.5.3** noch eingehender analysiert.

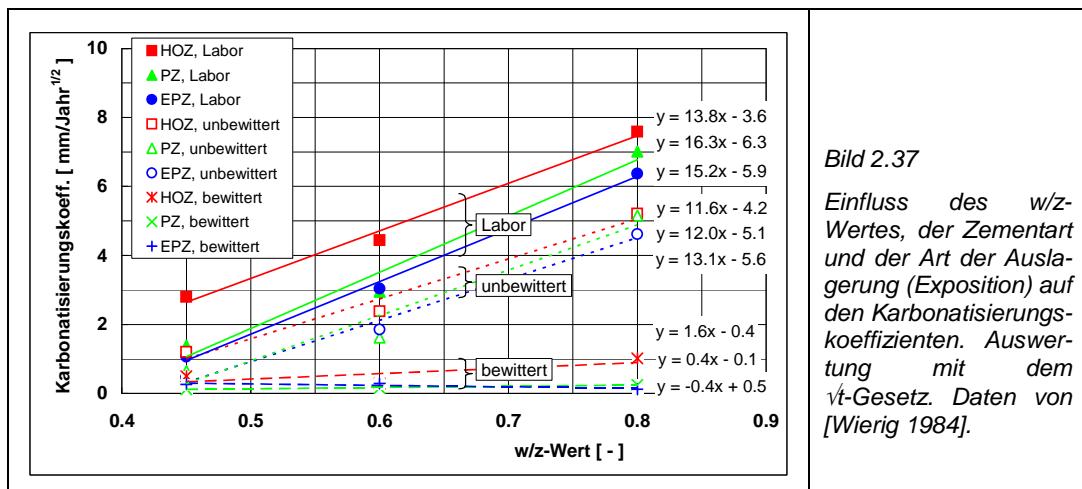


Bild 2.37

Einfluss des  $w/z$ -Wertes, der Zementart und der Art der Auslagerung (Exposition) auf den Karbonatisierungskoeffizienten. Auswertung mit dem  $\sqrt{t}$ -Gesetz. Daten von [Wierig 1984].

In einer finnischen Studie [Kuosa 2008] wurden verschiedene Betone mit verschiedenen Zusatzstoffen (Flugasche, Hütten sand und Silikastaub) schnell karbonatisiert (1%  $\text{CO}_2$ ) sowie im Labor unter natürlichen Bedingungen (relative Luftfeuchtigkeit 65%) und aussen vor Regen geschützt (mittlere Temperatur +6 °C, mittlere relative Luftfeuchtigkeit 79%) ausgelagert. Die Ergebnisse der 7 Tage in Wasser nachbehandelten Betone sind in den nachfolgenden Bildern dargestellt. **Bild 2.38** zeigt den Einfluss des  $w/z_{eq}$ -Wertes. Die Werte der Schnellkarbonatisierung sind leicht höher als die Werte der Karbonatisierung unter normalen Laborbedingungen, aber viel höher als die Werte der unbewitterten Aussenlagerung. Dem **Bild 2.39** kann entnommen werden, dass der relative Karbonatisierungskoeffizient der unbewitterten Aussenlagerung im Vergleich zum Wert der Karbonatisierung unter normalen Laborbedingungen stark schwankt und unter 60% liegt. Anzumerken ist, dass die Karbonatisierungstiefen bei der Auslagerung unter normalen Laborbedingungen und bei der Aussenlagerung sehr klein waren (mehrheitlich unter 2 mm). Es kann daher sein, dass dies die Beurteilung beeinträchtigt.

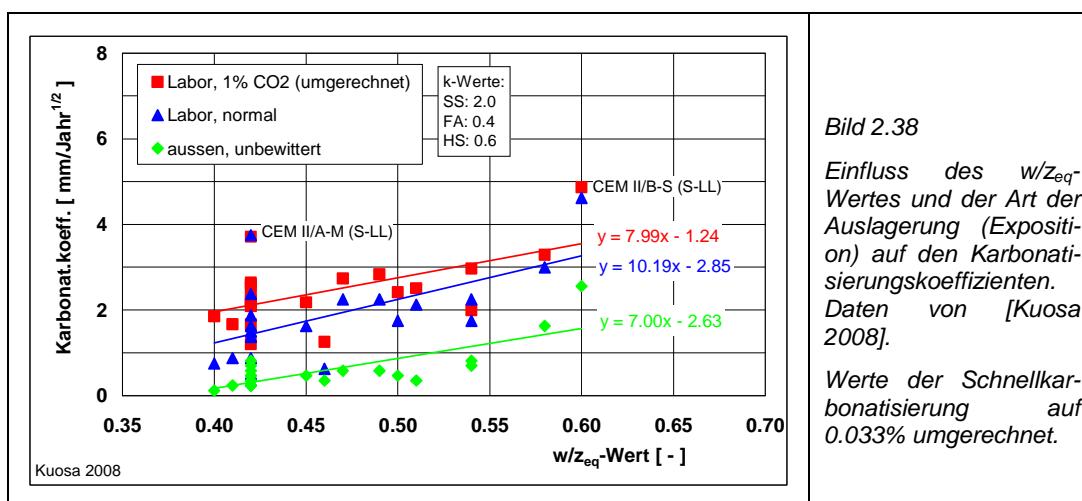
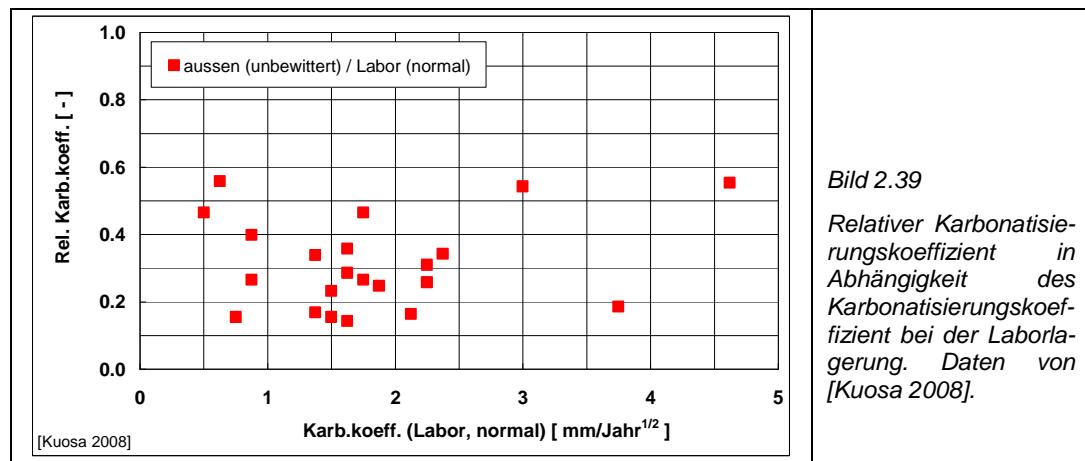


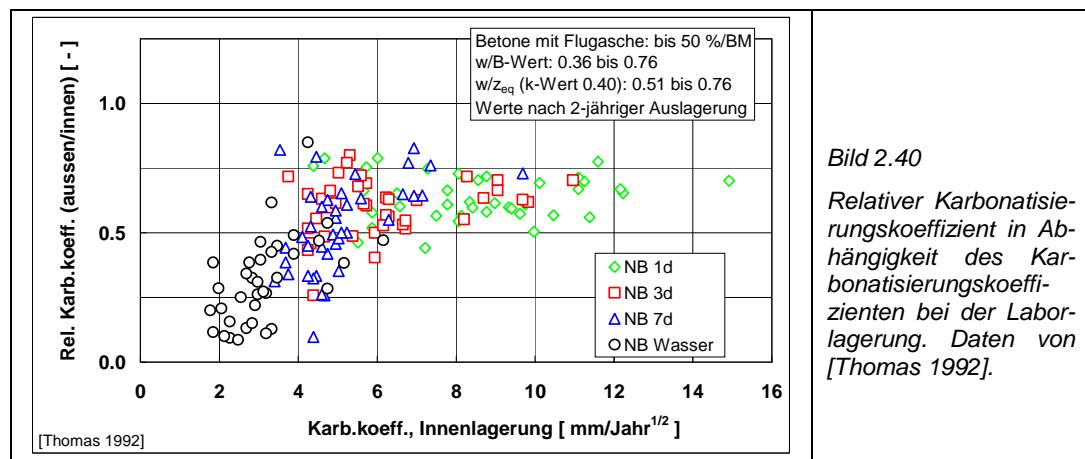
Bild 2.38

Einfluss des  $w/z_{eq}$ -Wertes und der Art der Auslagerung (Exposition) auf den Karbonatisierungskoeffizienten. Daten von [Kuosa 2008].

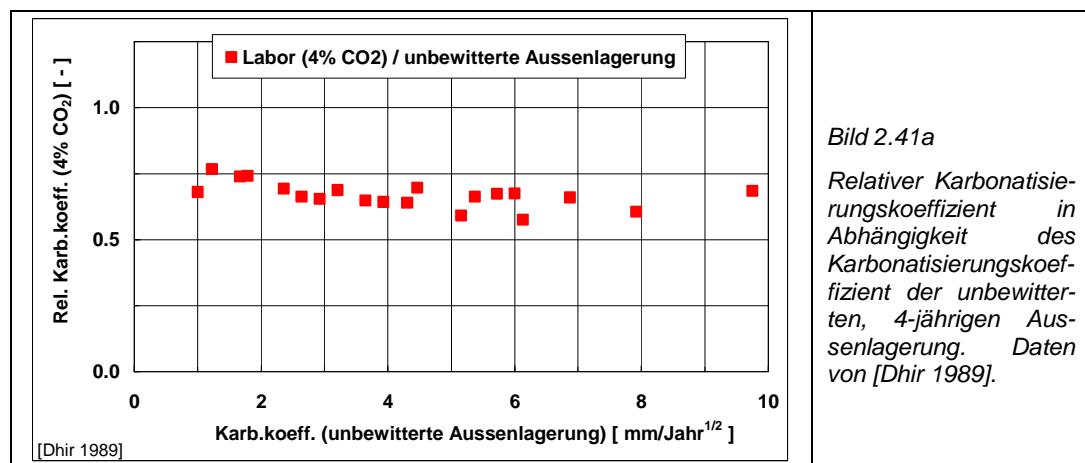
Werte der Schnellkarbonatisierung auf 0.033% umgerechnet.

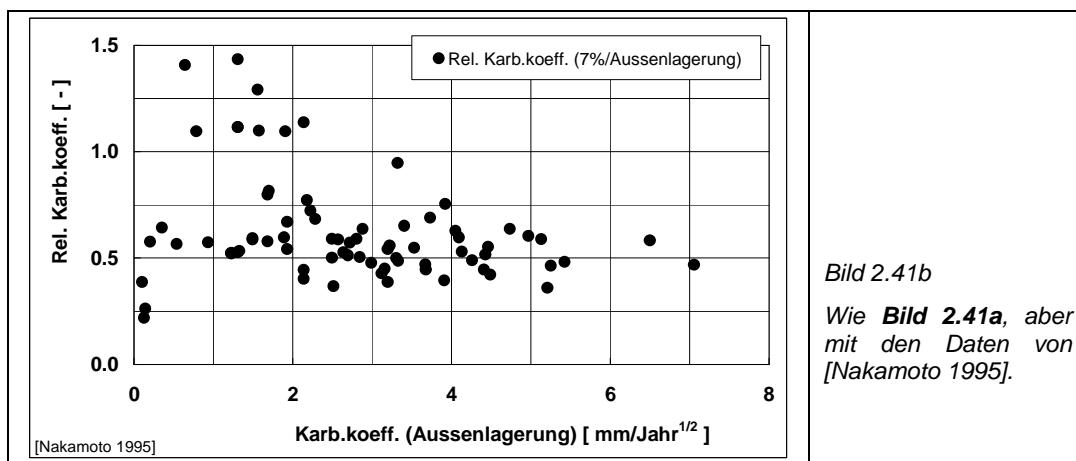


Deutliche höhere Werte wurden von Thomas et al. [Thomas 1992] gefunden (Bild 2.40). Der relative Karbonatisierungskoeffizient nimmt mit zunehmendem Karbonatisierungskoeffizienten der Innenlagerung zu und erreicht Werte zwischen 50 und 80%. Auch hier ist anzumerken, dass bei einer guten Nachbehandlung, die Karbonatisierungstiefen nach 2 Jahren immer noch sehr klein waren (mehrheitlich <2 mm). Dies ist wahrscheinlich auch der Grund für die beobachtete Tendenz.



Sehr viele vergleichende Untersuchungen wurden an der Universität Dundee/UK durchgeführt. Bild 2.41a zeigt, dass der relative Karbonatisierungskoeffizient der Schnellkarbonatisierung mit 4% CO<sub>2</sub> etwa bei 70% liegt. Aus den Ergebnissen von [Nakamoto 1995] ergibt sich bei höheren Karbonatisierungskoeffizienten ein Wert um 50% (Bild 2.41b).





In der Arbeit von [Burden 2006] wurden Betone ohne und mit Flugasche (bis 50%) und unterschiedlicher Nachbehandlung geprüft. Der Vergleich der Ergebnisse der Innenlagerung (23°C, 55% RL, CO<sub>2</sub>-Gehalt: keine Angaben) mit jenen der unbewitterten Aussenlagerung und der Schnellprüfung (ungefähr 1% CO<sub>2</sub>, 90 Tage) ist in der **Tabelle 2.2** zusammengefasst. Der relative Karbonatisierungskoeffizient beim Vergleich Innen- zur unbewitterten Aussenlagerung (Werte nach 1 Jahr) liegt mehrheitlich zwischen 0.7 und 0.8 und damit in einem üblichen Bereich. Der entsprechende Wert beim Vergleich Innenlagerung zu Schnellkarbonatisierung ist eher tief und liegt bei 0.3. Dies ist evtl. darauf zurückzuführen, dass der CO<sub>2</sub>-Gehalt von 1% nicht genau eingehalten wurde.

*Tabelle 2.2 Relative Karbonatisierungskoeffizienten für unterschiedliche Karbonatisierungsprüfungen. Daten von [Burden 2006].*

Vergleich	Relativer Karbonatisierungskoeffizient				
	Nachbehandlungsdauer, Tage				
	1	3	7	14	28
<b>Unbewitterte Aussenlagerung/ Innenlagerung</b>					
Mittelwerte	0.8	0.7	0.7	0.7	0.5
Std.abw.	0.2	0.2	0.3	0.3	0.3
<b>Schnellprüfung/ Innenlagerung</b>					
Mittelwerte	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
Std.abw.	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1

Villain et al. und Baroghel-Bouny [Villain 2006, Baroghel-Bouny 2006] haben Betone mit w/z-Werten von 0.48, 0.63 und 0.83 (CEM I, D<sub>Max</sub> 20 mm, Nachbehandlung in Wasser während 90 Tagen) schnell karbonatisiert. Der Beton mit dem w/z-Wert von 0.83 wurde an verschiedenen Standorten auch der natürlichen Karbonatisierung ausgesetzt. Die Analyse der Ergebnisse ergab, dass die Karbonatisierungskoeffizienten der beschleunigten und natürlichen Karbonatisierung sehr ähnlich sind und bei rund 4.1 mm/Jahr<sup>1/2</sup> lagen.

4-jährige Untersuchungen eines brasilianischen Forschungsteams zeigen, dass die Karbonatisierungskoeffizienten mit zunehmender Distanz zum Meer zunehmen (**Bild 2.42**). Die Zunahme verläuft etwa parallel zur mittleren relativen Luftfeuchtigkeit, die von ca. 77% auf 67% abnimmt. Die gemessene Wassersättigung des Betons liegt etwa zwischen 55 und 75%.

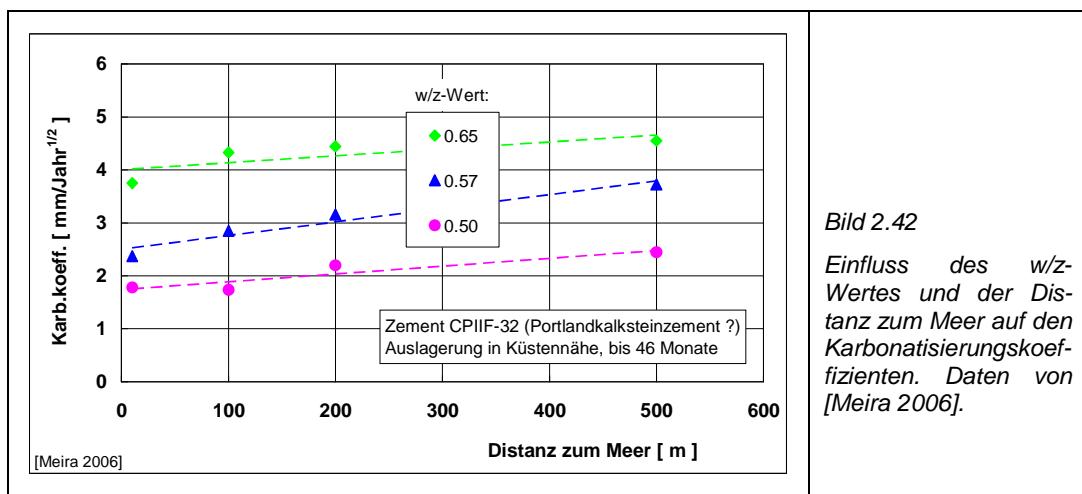


Bild 2.42

Einfluss des w/z-Wertes und der Distanz zum Meer auf den Karbonatisierungskoeffizienten. Daten von [Meira 2006].

Aus den vorherigen Ausführungen kann gefolgt werden, dass die Ergebnisse der unbewitterten Aussenlagerung recht verlässlich sind, wenn die Untersuchung über einen genügend langen Zeitraum dauert, die Karbonatisierungstiefen in einer gewissen zeitlichen Abfolge gemessen werden und diese am Ende wegen der Streuung mehrere mm betragen. Demgegenüber ist die Verwendung von Ergebnissen der bewitterten Auslagerung im mitteleuropäischen Klima mit einem grossem Vorbehalt behaftet. Die Benetzung (ToW) oder das Trocknungsverhalten von kleinen Prüfkörpern ist nicht mit realen Bauteilen vergleichbar. Die Ergebnisse sind daher nur für horizontal, d.h. liegende, nicht aber für vertikale Betonflächen aussagekräftig. Bei horizontalen Betonflächen spielt die Karbonatisierung für die Dauerhaftigkeit in aller Regel keine Rolle. Erkenntnisse über die Karbonatisierung von bewitterten vertikalen Flächen können daher nur mit Messungen an einzelnen Objekten gewonnen und unter Berücksichtigung des Mikroklimas beurteilt werden.

In Regionen mit einem gegenüber Mitteleuropa trockeneren Klima (weniger Regen, tiefere relative Luftfeuchtigkeiten) können die Resultate der bewitterten Aussenlagerung jedoch durchaus brauchbar sein.

### 2.5.3 Zeitgesetz bei Aussenlagerungen

Wie schon im **Kapitel 2.2** festgestellt, ist der Zeitexponent  $b$  bei Aussenlagerungen kleiner als 0.50. Wertet man die Ergebnisse von langjährigen Studien aus und macht eine einfache exponentielle Regression, ergeben sich für den Karbonatisierungskoeffizienten und den Zeitexponenten sehr variable Werte. Daraus können zwar gewisse Einflüsse (z.B. Zementart, w/z-Wert) erkannt werden. Quantitative Zusammenhänge zum Zeitgesetz lassen sich daraus aber nicht ableiten.

Das nachfolgend vorgeschlagene neue Vorgehen [Lammar 2010] erlaubt, diesbezüglich einen wichtigen Schritt voranzukommen. Dieses Vorgehen ist allerdings nur dort anwendbar, wo die Karbonatisierungstiefen bei Innen- und Aussenlagerung gleichzeitig und über einen längeren Zeitraum gemessen wurden. Dabei sollten die  $\text{CO}_2$ -Gehalte nicht sehr unterschiedlich sein. Solche Arbeiten gibt es nur wenige.

Zunächst wird angenommen, dass unter Laborbedingungen ober bei Innenlagerungen das  $\sqrt{t}$ -Gesetz gilt (Zeitexponent  $b = 0.5$ ). Um den Einfluss der unterschiedlichen Lagerung zu erfassen, werden die Karbonatisierungstiefen der (unbewitterten und bewitterten) Aussenlagerung zu den Karbonatisierungstiefen im Labor ins Verhältnis gebracht. Das Verhältnis der Karbonatisierungstiefen „Aussenlagerung“ zur „Laborlagerung“ kann mit **Gleichung 2.9** beschrieben werden.

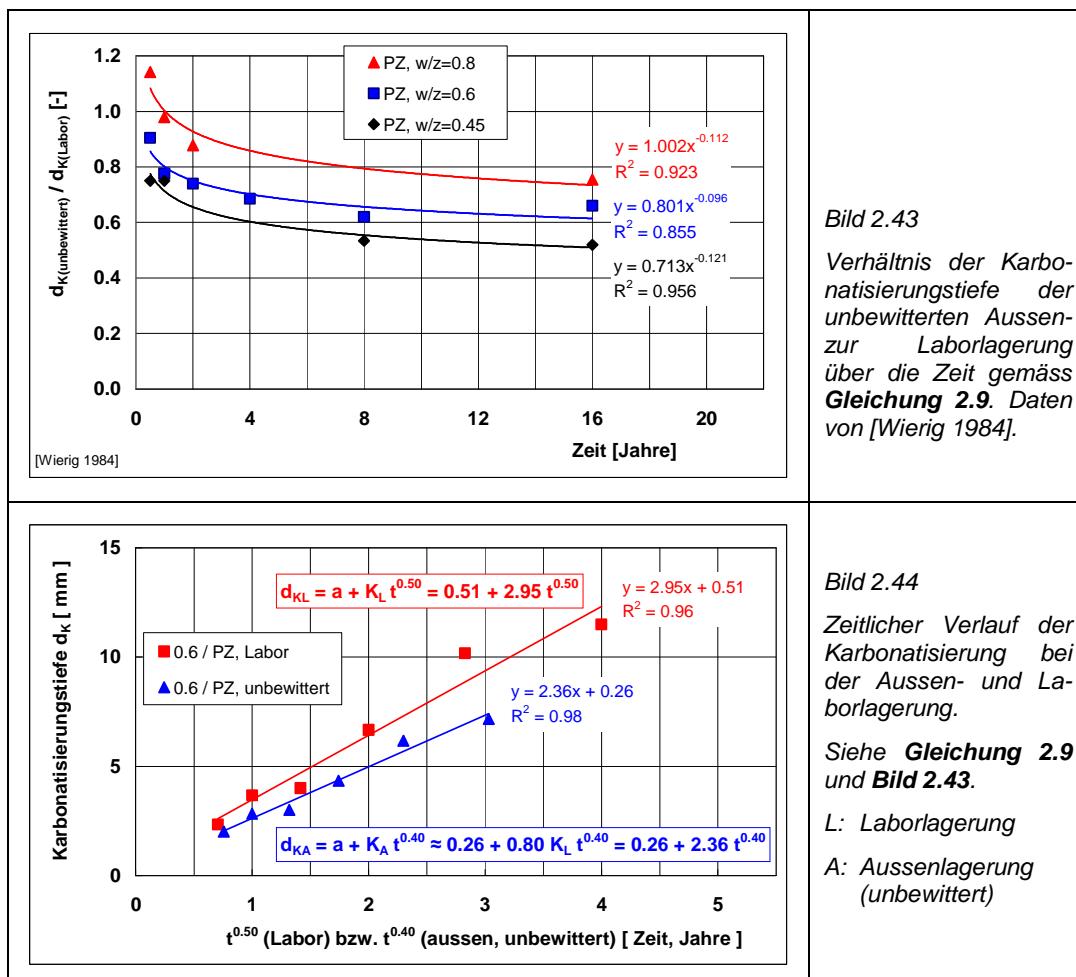
$$\frac{d_{KA}}{d_{KL}}(t) = \frac{K_A}{K_L} t^{b(A)} = \frac{K_A}{K_L} t^{b_A - 0.5} \quad \text{Gl. 2.9}$$

$d_{KA}$	Karbonatisierungstiefe bei der Aussenlagerung, mm
$d_{KL}$	Karbonatisierungstiefe bei der Laborlagerung, mm
$K_A$	Karbonatisierungskoeffizient bei der Aussenlagerung, mm/Jahr <sup>b</sup> <sub>A</sub>
$K_L$	Karbonatisierungskoeffizient bei der Laborlagerung (normaler CO <sub>2</sub> -Gehalt), mm/Jahr <sup>0.5</sup>
$b_A$	Zeitexponent für die Aussenlagerung
$t$	Zeit, Jahre

**Bild 2.43** zeigt beispielhaft die Analyse von Daten aus der Arbeit von [Wierig 1984]. Daraus kann Folgendes entnommen werden:

- Das Verhältnis von  $K_A/K_L$ , d.h. der relative Karbonatisierungskoeffizient, liegt bei der unbewitterten Aussenlagerung zwischen 70 und 100%. Je tiefer der w/z-Wert ist, desto tiefer ist dieses Verhältnis. Dies deckt sich mit den Erkenntnissen im **Kapitel 2.5.2**.
- Der Exponent ( $b_A - 0.5$ ) beträgt etwa  $-0.10$ . Der Zeitexponent  $b_A$  liegt damit bei etwa  $0.40$  ( $= -0.1 + 0.50$ ). Der Einfluss des w/z-Wertes ist gering.

Das Ergebnis dieser Analyse illustriert **Bild 2.44**. Der erhebliche Einfluss der Art der Aussenlagerung ist gut erkennbar.

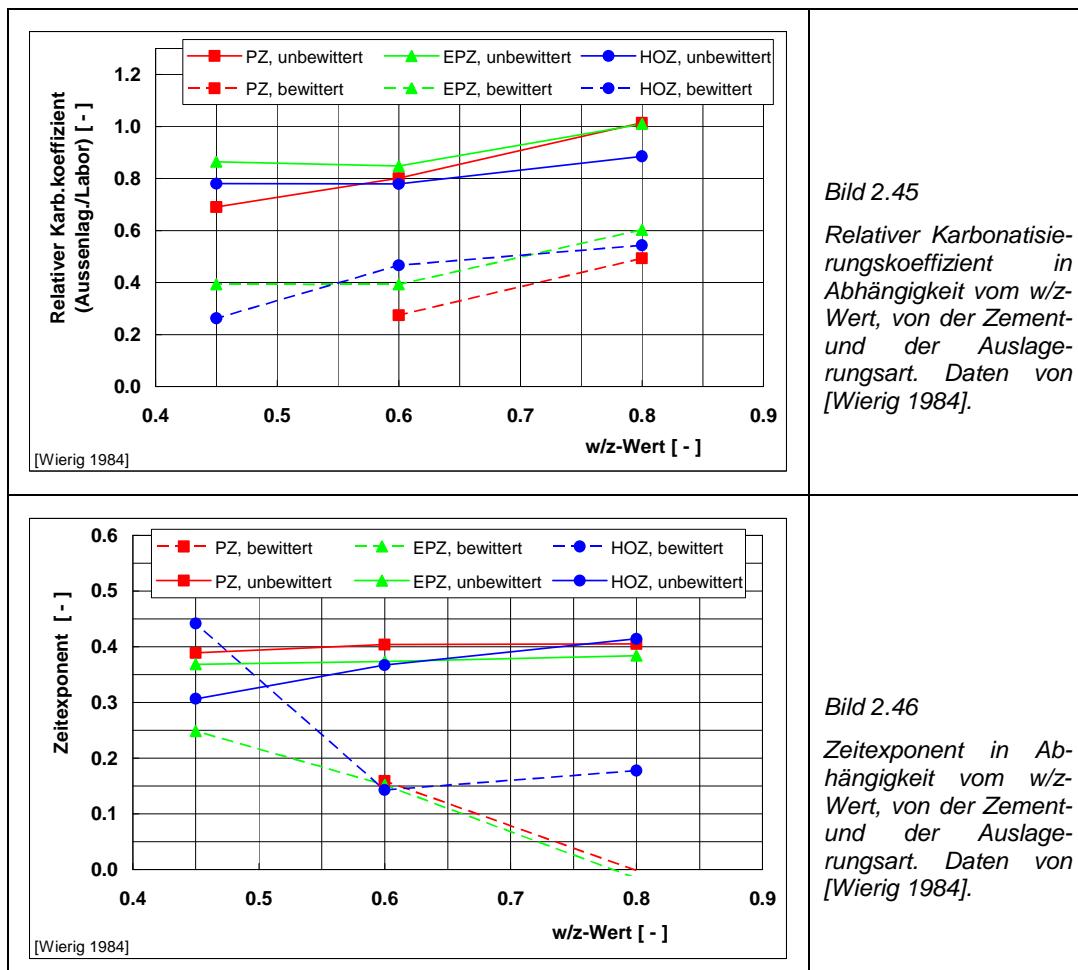


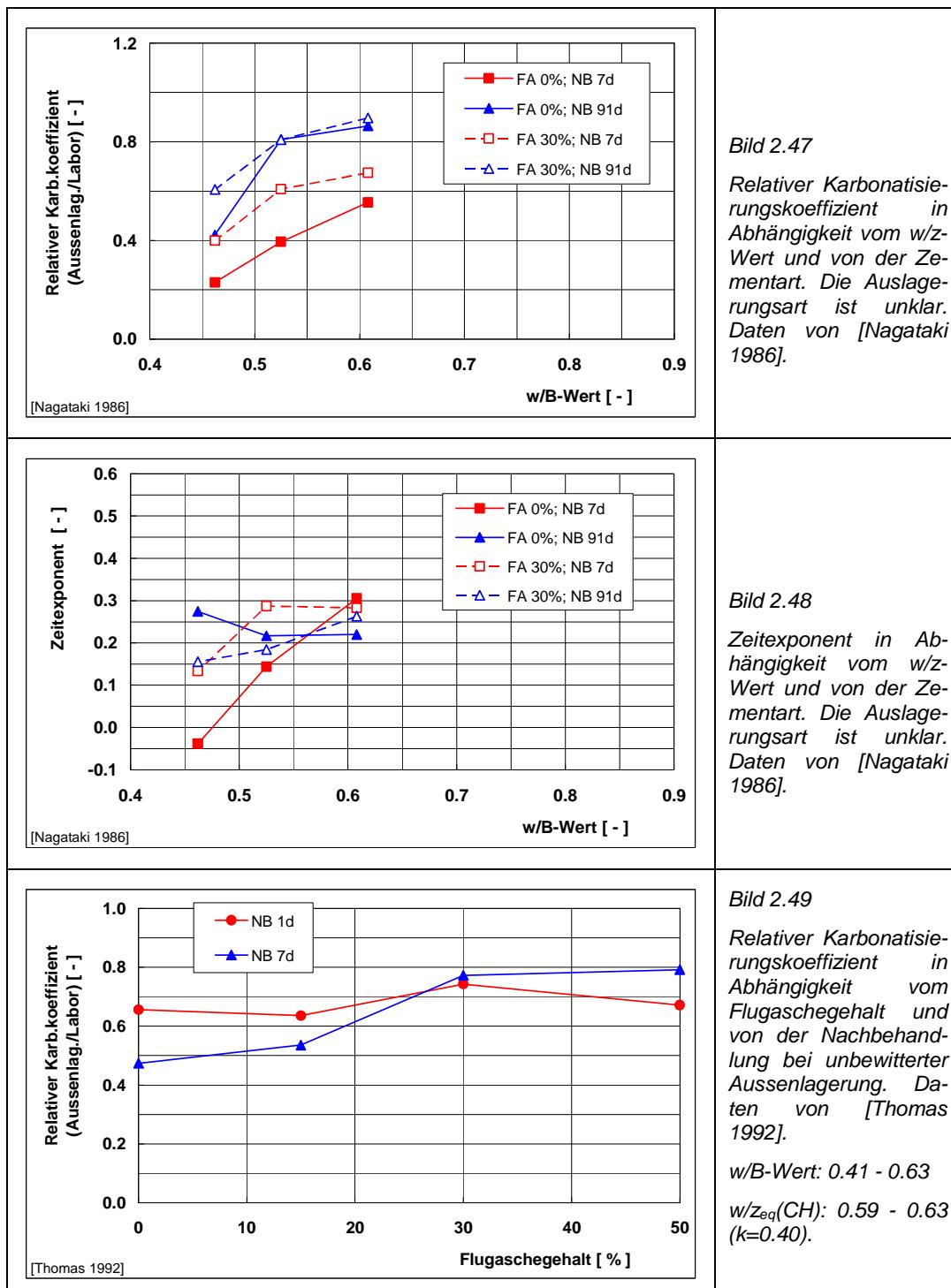
In der oben beschriebenen Art wurden, soweit möglich, auch die übrigen Ergebnisse von [Wierig 1984] sowie jene von [Nagataki 1986, Thomas 1992] ausgewertet. Es ist hier anzumerken, dass Betone mit sehr kleinen Karbonatisierungstiefen (tiefe w/z-Werte, bewitterte Aussenlagerung) mit diesem Vorgehen nicht analysiert werden konnten. Bei der Untersuchung von [Nagataki 1986] ist nicht klar, ob die Prüfkörper bewittert oder unbewittert ausgelagert wurden (vermutlich bewittert). Die Ergebnisse dieser Analysen ist in den fol-

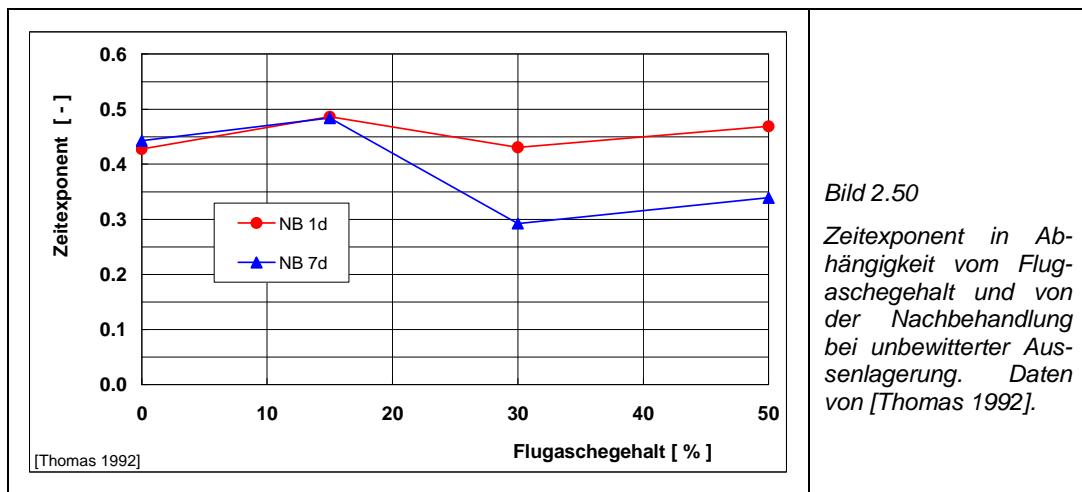
genden Bildern (**Bild 2.53 bis Bild 2.58**) gezeigt. Folgendes kann daraus entnommen werden.

- Die Art der Auslagerung hat einen erheblichen Einfluss auf den relativen Karbonatisierungskoeffizienten und den Zeitexponenten. Bei der unbewitterten Aussenlagerung liegt der relative Karbonatisierungskoeffizient zwischen 80 und 100%, der Zeitexponent zwischen 0.35 und 0.45, bei der bewitterten Aussenlagerung zwischen etwa 30 und 80% bzw. zwischen 0.15 und 0.30 (mit diversen Ausreisern nach oben und unten).
- Die Zementart hat keinen, der w/z-Wert einen gewissen Einfluss auf den relativen Karbonatisierungskoeffizienten und den Zeitexponenten.
- Der Flugaschegehalt hat keinen eindeutigen Einfluss, weder auf den relativen Karbonatisierungskoeffizienten noch auf den Zeitexponenten.
- Die Nachbehandlungsdauer kann einen gewissen Einfluss haben. Die vorliegenden Ergebnisse sind aber etwas widersprüchlich.

Der bei der Aussenlagerung festgestellte, gegenüber der Laborlagerung tiefere Karbonatisierungskoeffizient lässt sich mit der im Mittel höheren Luft- bzw. Betonfeuchtigkeit und evtl. teilweise auch mit der in der Regel tieferen Temperatur bei der Aussenlagerung erklären (s. **Kapitel 2.4**). Die gefundenen Zeitexponenten mit Werten <0.50 sind vermutlich nicht eine Folge der gegenüber der Innenlagerung höheren mittleren Luftfeuchtigkeit, sondern vorab eine Folge der Schwankungen der Luft- und Betonfeuchtigkeit sowie der Temperatur, die eine unterschiedliche schnelle Karbonatisierung bewirken (s. **Kapitel 2.4**).





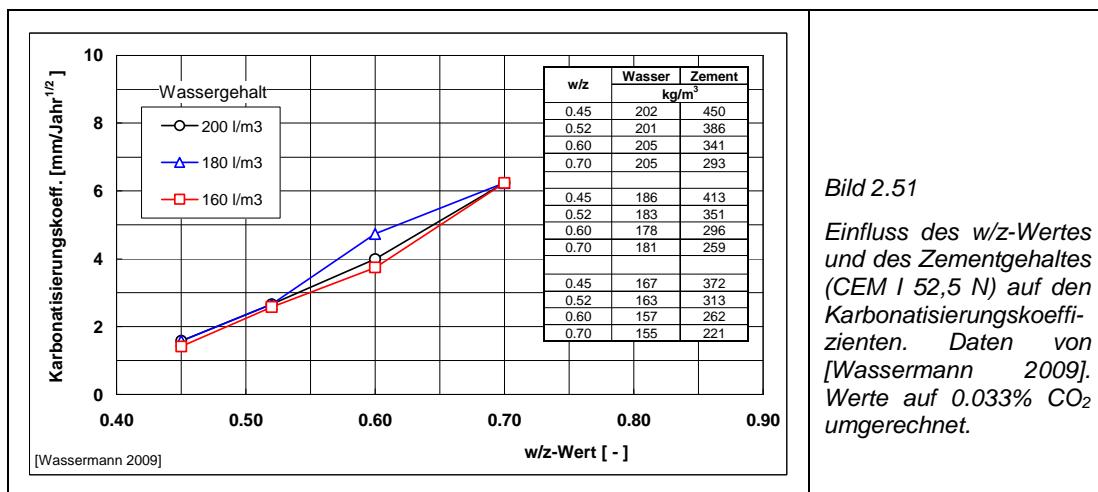


## 2.6 Betonzusammensetzung

### 2.6.1 w/z-Wert

Aus vielen Untersuchungen geht hervor, dass der w/z-Wert einen wesentlichen Einfluss auf die Karbonatisierung hat. **Bild 2.51** zeigt beispielhaft die Ergebnisse der Arbeit von Wassermann et al. [Wassermann 2009]. Die in der Publikation angegebenen Karbonatisierungskoeffizienten aus der Schnellkarbonatisierung (5% CO<sub>2</sub>, 50% RL, 30 °C) wurden auf einen CO<sub>2</sub>-Gehalt von 0.033% umgerechnet. Der verwendete Zement war ein CEM I 52,5 N (persönliche Mitteilung von Wassermann). Aus **Bild 2.51** geht hervor, dass für die Karbonatisierung der w/z-Wert massgebend ist (**Gleichung 2.10**). Der Zementgehalt spielt praktisch keine Rolle. Dieser Befund deckt sich mit anderen Untersuchungen (s. **Kapitel 2.6.4**).

$$K = 17.7 \frac{w}{z} - 4.0, \text{ in mm/Jahr}^{1/2} \quad \text{Gl. 2.10}$$



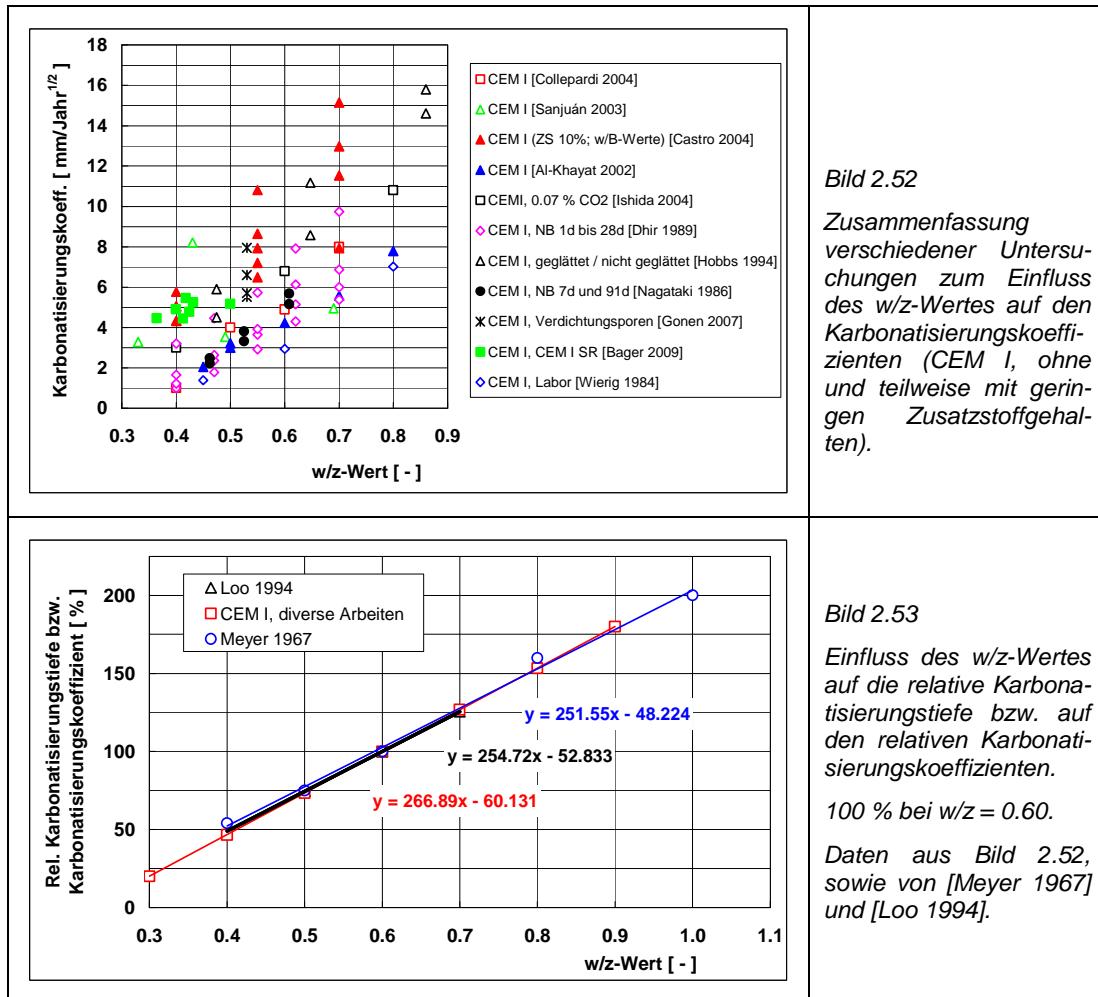
**Bild 2.52** zeigt zusammenfassend die Ergebnisse verschiedener Untersuchungen für die Zementart CEM I (und einigen wenigen Betonen mit einem geringem Zusatzstoffgehalt) unter natürlichen Bedingungen bzw. mit nur geringfügig erhöhten CO<sub>2</sub>-Gehalten. Es zeigt sich, dass selbst für eine einzelne Zementart die Resultate stark streuen. Einen grossen Einfluss hat sicher die Nachbehandlung. Daneben spielen aber auch die Art (relative Luftfeuchtigkeit und Temperatur) und Dauer der Auslagerung sowie die Messhäufigkeit und -genauigkeit eine Rolle. Die mittlere w/z-Abhängigkeit (alle Daten) kann mit folgender Gleichung dargestellt werden:

$$K = 10.25 \frac{w}{z} - 2.13, \text{ in } \text{mm} / \text{Jahr}^{1/2}$$

Gl. 2.11a,b

$$K_{\text{Relativ}} = 267 \frac{w}{z} - 60, \text{ in } \%$$

Die mittlere Steigung für die w/z-Abhängigkeit ist fast identisch mit jener, die aus den Angaben von [Meyer 1967] oder aus den Ergebnissen von [Loo 1994] (siehe **Bild 2.67**) berechnet werden kann (**Bild 2.53**).

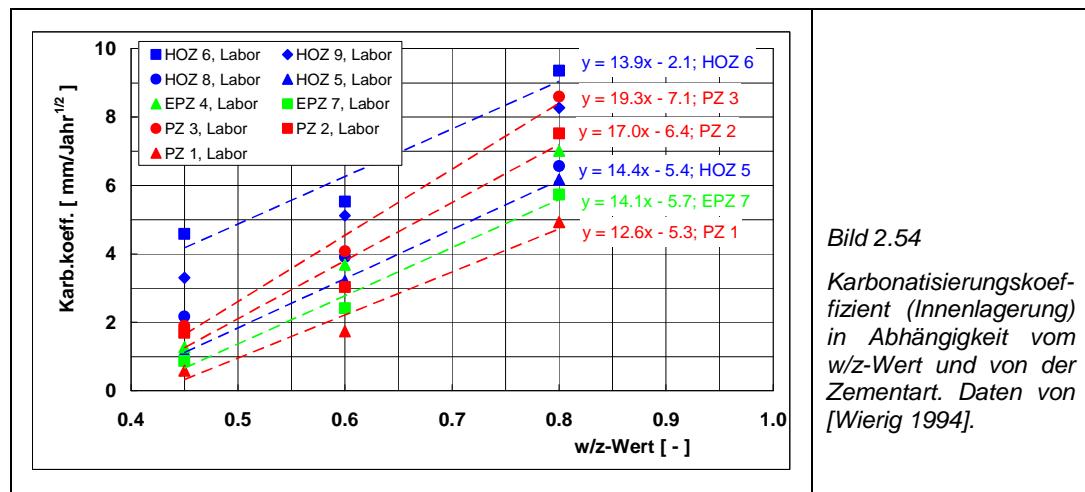


## 2.6.2 Zementart

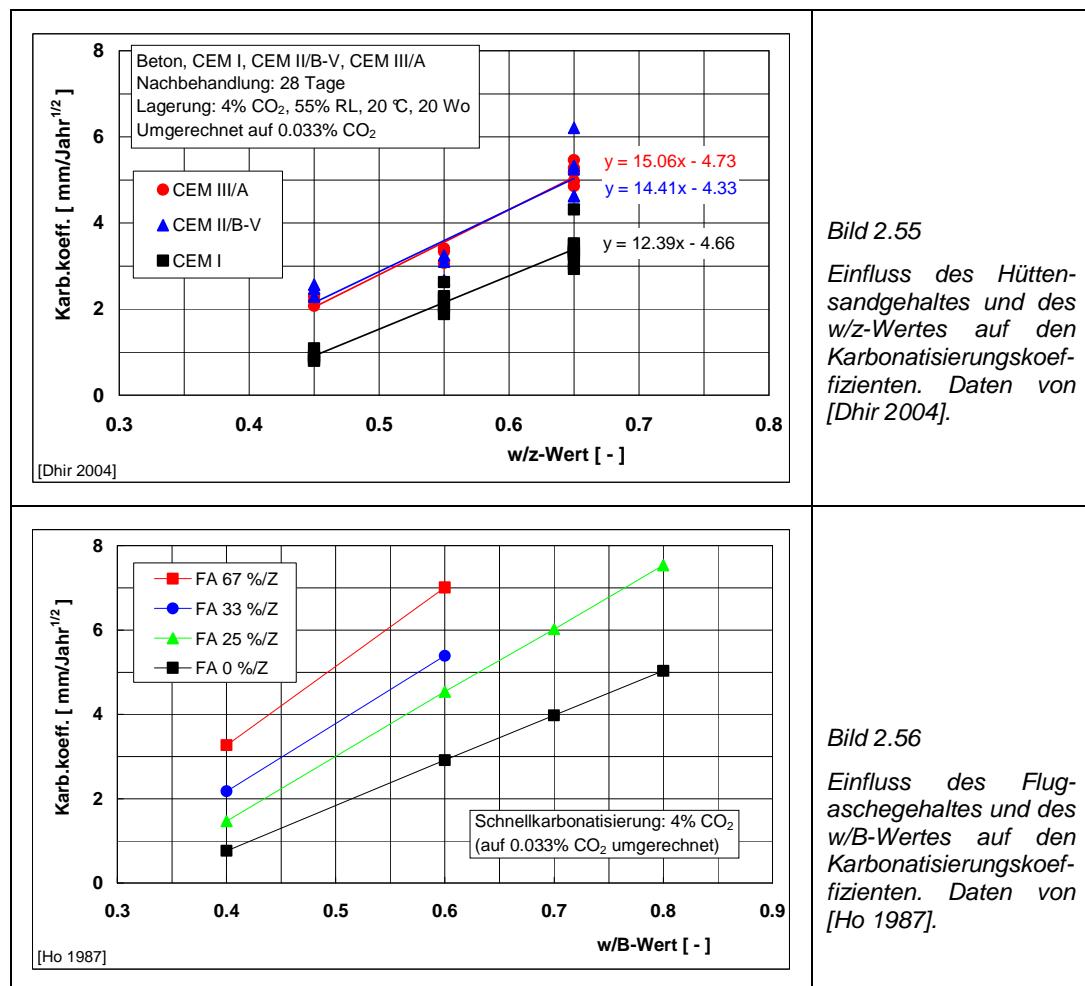
Der Einfluss der Zementart auf die Karbonatisierung wird seit vielen Jahrzehnten intensiv untersucht. Während früher eher der Einfluss von Hüttensandmehl und Flugasche im Vordergrund standen, werden heute vermehrt Zemente mit mehreren Hauptbestandteilen geprüft. Die folgenden Erläuterungen geben nur einen sehr kleinen Abriss zu diesem Thema.

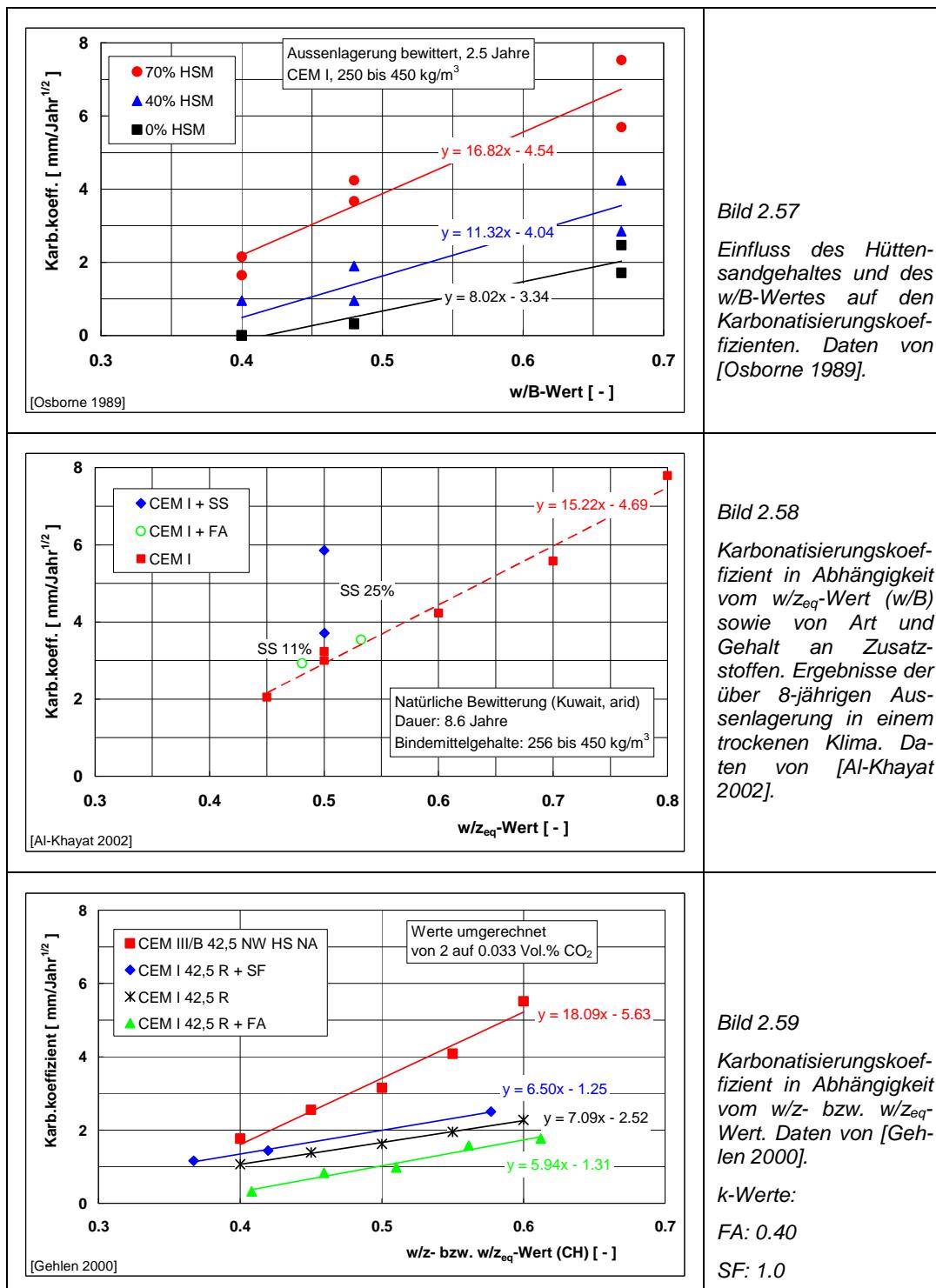
Die Resultate der schon oben erwähnten langjährigen Auslagerungsversuche im Labor von Wierig [Wierig 1984] sind in **Bild 2.54** gezeigt. Daraus geht Folgendes hervor:

- Die Betone mit HOZ (Hochofenzement, heute CEM III/A oder CEM III/B) weisen die höchsten Karbonatisierungskoeffizienten auf. Die Betone mit PZ (Portlandzement, heute CEM I) und EPZ (Eisenportlandzement, heute CEM II/A-S oder CEM II/B-S) unterscheiden sich nur wenig.
- Innerhalb der gleichen Zementart können grössere Unterschiede auftreten.



Auch viele andere Arbeiten führen zu den gleichen Schlussfolgerungen (z.B. [Skjolsvold 1986, Osborne 1989, Parrott 1996, Ho 1987, Gehlen 2000, Al-Khayat 2002, Collepardi 2004, Dhir 2004, Vollpracht 2010]): Bei gleichem w/z- oder w/B-Wert steigt der Karbonatisierungskoeffizient von Beton mit abnehmendem Klinker gehalt des Zementes bzw. mit zunehmendem Gehalt an Zusatzstoffen an. In den nachfolgenden Bildern (**Bild 2.55 bis Bild 2.60**) sind einige Resultate gezeigt, die diese Aussage illustrieren.





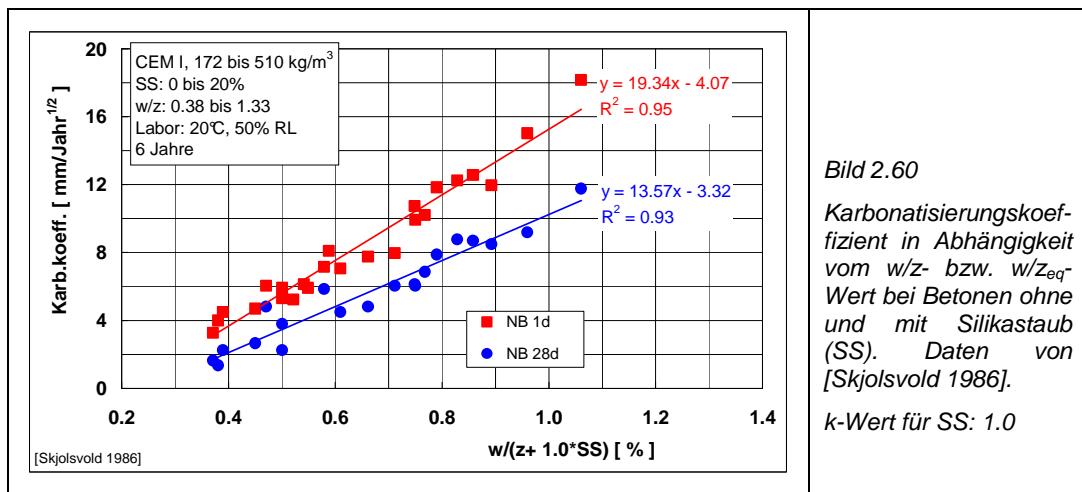


Bild 2.60

Karbonatisierungskoeffizient in Abhängigkeit vom w/z- bzw. w/z<sub>eq</sub>-Wert bei Betonen ohne und mit Silikastaub (SS). Daten von [Skjolsvold 1986].

k-Wert für SS: 1.0

### 2.6.3 Zusatzstoffe

Zusatzstoffe wirken sich, abgesehen vom Klinker, grundsätzlich aus wie die Hauptbestandteile einer Zementart. Es ist gemäss SN EN 206-1 zwischen nahezu inaktiven Zusatzstoffen (Typ I) und puzzolanisch oder latenthalydraulischen Zusatzstoffen (Typ II) zu unterscheiden. Kalksteinmehl (KS) gehört zum Typ I, Silikastaub (SS), Hüttensand (HS) und Flugasche (FA) gehören zum Typ II.

Als Bindemittelgehalt wird die Summe von Zement und Zusatzstoff betrachtet. Als Zementgehalt der Gehalt an Zement gemäss SN EN 197-1. In einem Werk hergestellte Mischungen von Zement und Zusatzstoff, die die Anforderungen an die Zusammensetzung gemäss SN EN 197-1 erfüllen, werden als Zement bezeichnet. Mischungen von Zement und Zusatzstoffen vom Typ II bei der Betonherstellung unterliegen dem k-Wert Ansatz.

Beim Ersatz von Zement durch Hüttensand (HS), Flugasche (FA) oder Silikastaub (SS) steigt der Karbonatisierungskoeffizient an (siehe Bilder im Kapitel 2.2.2 sowie **Bild 2.61** und **Bild 2.62**). Um diesen Effekt zu kompensieren, kann der k-Wert-Ansatz angewendet werden. Für einen bestimmten Hüttensand ergibt sich z.B. ein k-Wert von 0.30 (**Bild 2.63**), für eine bestimmte Flugasche ein Wert von 0.50 (**Bild 2.64a**) bzw. deutlich unter 0.40 (**Bild 2.64b**). Auch beim Ersatz von Zement durch Kalksteinmehl steigt der Karbonatisierungskoeffizient [Siebel 1991].

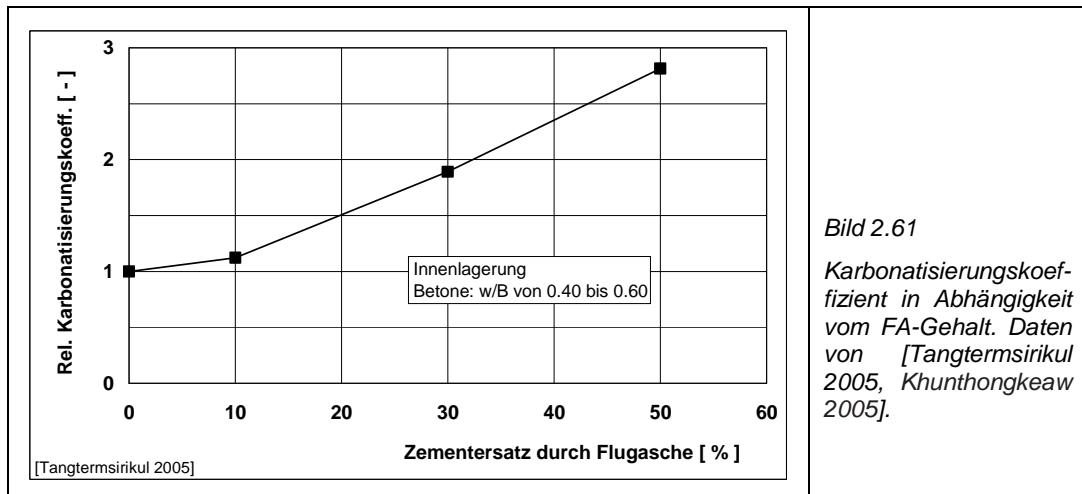
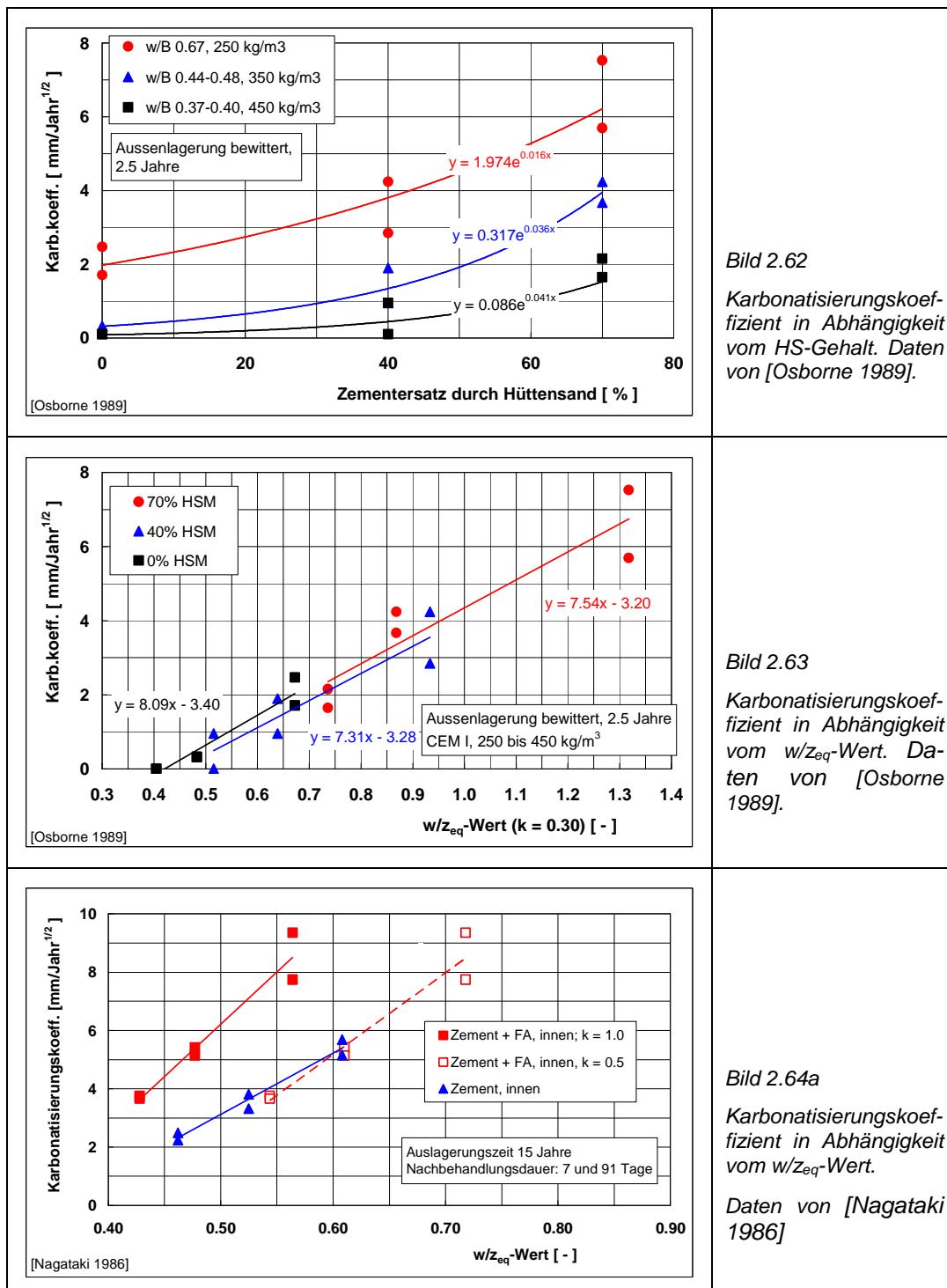


Bild 2.61

Karbonatisierungskoeffizient in Abhängigkeit vom FA-Gehalt. Daten von [Tangtermsirikul 2005, Khunthongkeaw 2005].



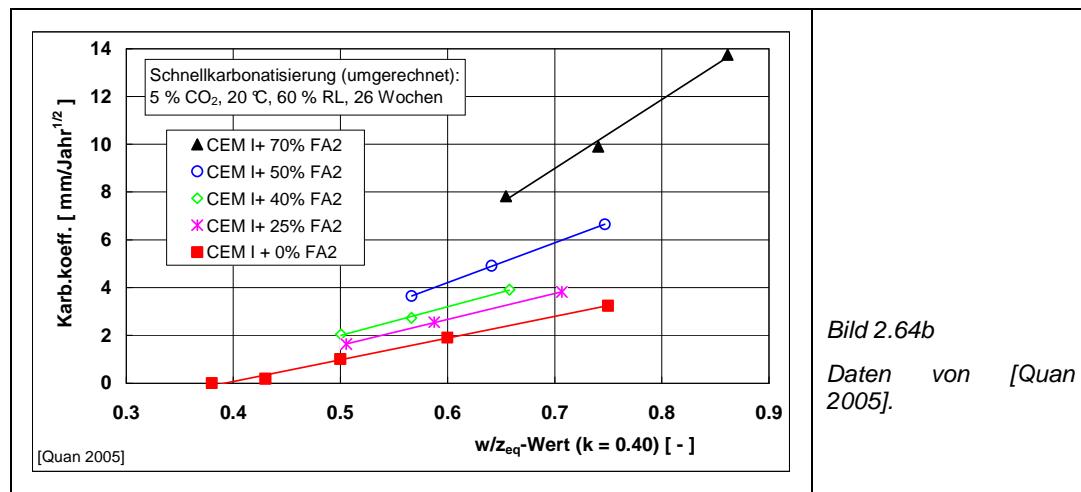


Bild 2.64b  
Daten von [Quan 2005].

Der gesamte Bindemittelgehalt einer Betonmischung kann konstant gehalten oder variiert werden. Dabei kann das Verhältnis Zusatzstoff/Zement konstant gehalten, erhöht oder reduziert werden. Bei der Zugabe von Zusatzstoffen zur Betonmischung sind zwei in der Wirkung völlig unterschiedliche Wege möglich (Bild 2.65):

- Zugabe von Zusatzstoffen zusätzlich zum Zement (Bindemittelgehalt und Leimvolumen nehmen zu)
- Ersatz von Zement durch Zusatzstoffe (Bindemittelgehalt bleibt konstant, Leimvolumen nimmt tendenziell eher ab, da die Dichte von Zusatzstoffen kleiner als jene von CEM I ist).

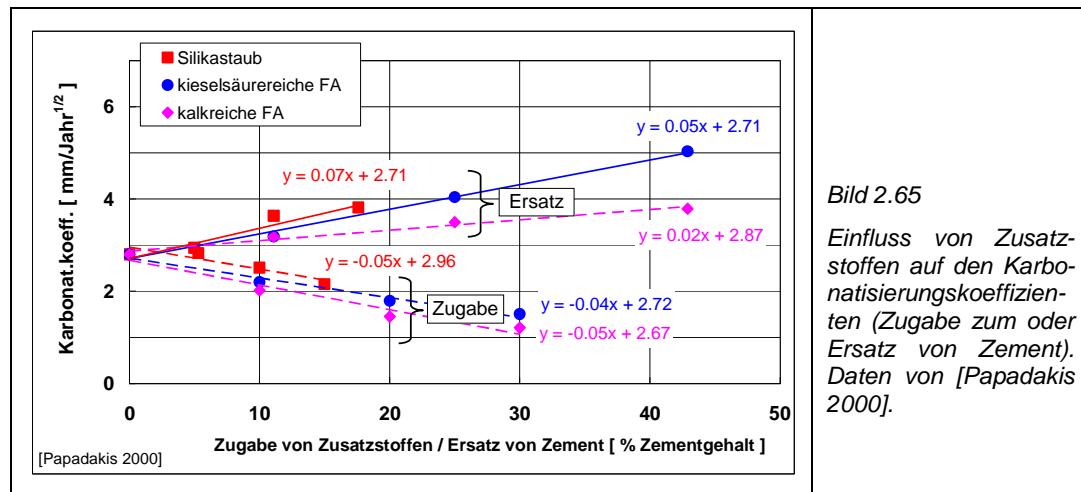


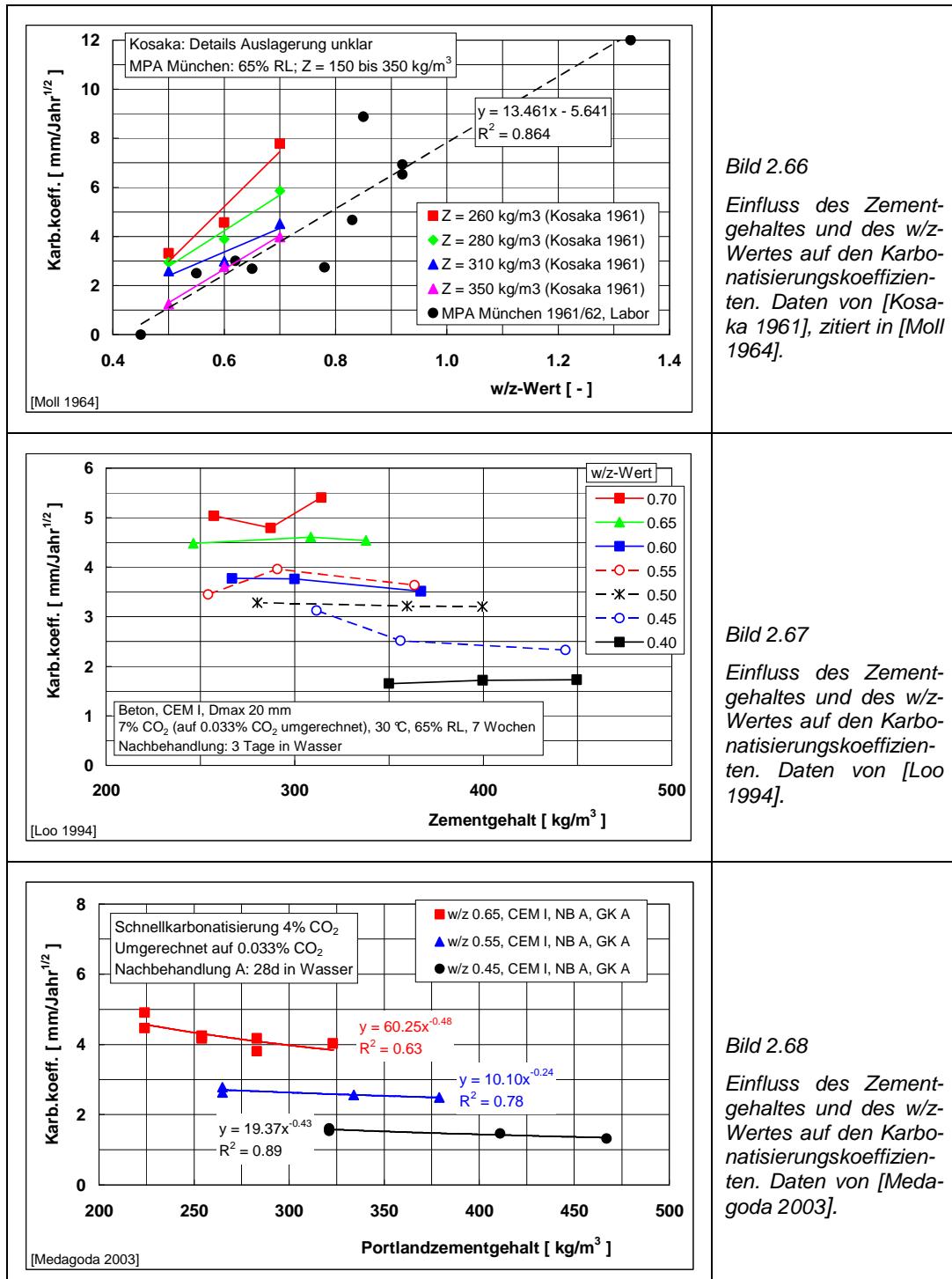
Bild 2.65  
Einfluss von Zusatzstoffen auf den Karbonatisierungskoeffizienten (Zugabe zum oder Ersatz von Zement). Daten von [Papadakis 2000].

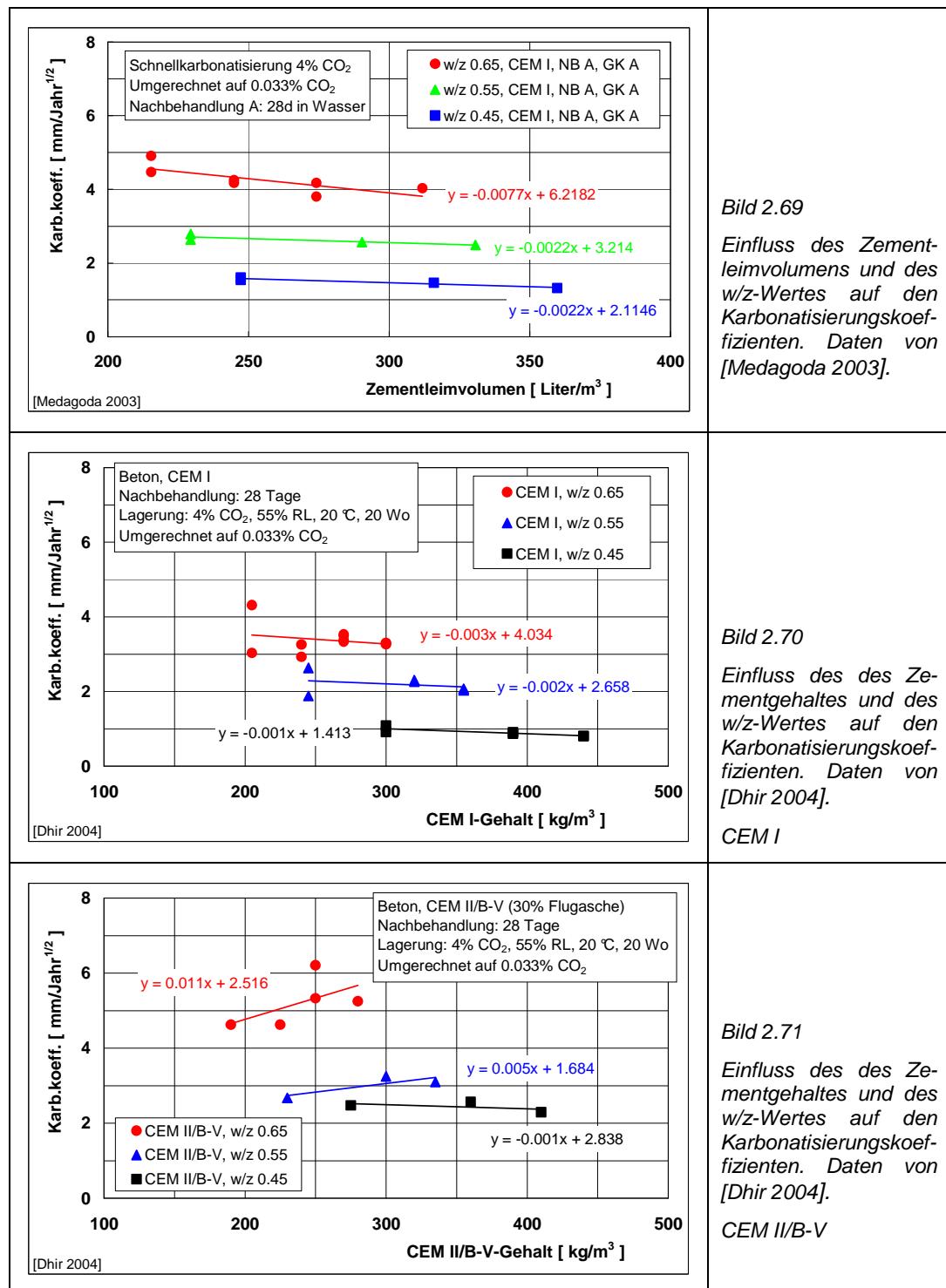
## 2.6.4 Zementgehalt und Zementleimvolumen

Die Ergebnisse zum Einfluss des Zementgehaltes sind widersprüchlich. Bei älteren Untersuchungen [Kosaka 1961], die in Lehrbüchern nach wie vor zitiert werden (z.B. [Baron 1996]), wurde teilweise ein deutlicher Einfluss gefunden. Es lagen aber schon damals dem widersprechende Resultate der Materialprüfanstalt (MPA) München vor (Bild 2.66). Diverse neuere Untersuchungen (z.B. [Loo 1994, Medagoda 2003, Dhir 2004, Helene 2009]) zeigen weder eine Abhängigkeit vom Zementgehalt (Bild 2.67 und Bild 2.68) noch vom Zementleimvolumen (Bild 2.69). Auch bei Untersuchungen an Spritzbeton konnten keine Abhängigkeit vom Zementgehalt gefunden werden [Furrer 1990].

Die sehr geringe Abhängigkeit vom Zementgehalt geht auch aus den Untersuchungen von Dhir et al. [Dhir 2004] mit unterschiedlichen Zementen bzw. Zement-Zusatzstoffverhältnissen (CEM I, CEM II/B-V und CEM III/A) hervor (Bild 2.70 bis Bild 2.72).

Bei den älteren Untersuchungen spielte wohl die Konsistenz bzw. die Verdichtbarkeit der Betone eine wichtige Rolle. Diese wurden damals ohne Zusatzmittel hergestellt, so dass die Dichtigkeit des erhärteten Betons (Gehalt an Verdichtungsporen) auch wesentlich von der Verarbeitbarkeit abhing. Bereits 1964 wurde auf die positive Wirkung von verflüssigenden Zusatzmitteln hingewiesen [Kishitani 1964]. Wie die Untersuchungen von [Gonen 2007] zeigen, nimmt der Karbonatisierungskoeffizient mit zunehmendem Gehalt an Verdichtungsporen zu.





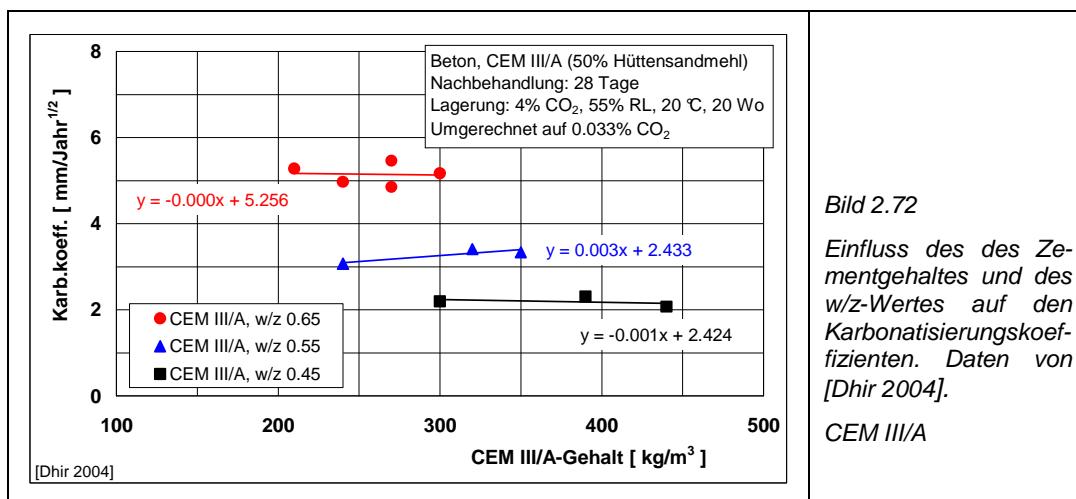


Bild 2.72

Einfluss des Zementgehaltes und des w/z-Wertes auf den Karbonatisierungskoeffizienten. Daten von [Dhir 2004].

CEM III/A

In einer umfangreichen Arbeit wurde von Brameshuber et al. [Brameshuber 2009] der Einfluss von Hüttensand auf die Karbonatisierung untersucht. Ausgehend von einem konstanten Bindemittelgehalt (CEM I und HS) von 315 kg/m<sup>3</sup> und einem w/z- bzw. w/B-Wert von 0.53 wurde der CEM I durch unterschiedliche Mengen Hüttensand ersetzt. Mit zunehmendem Ersatz stieg der Karbonatisierungskoeffizient (Bild 2.73 und Bild 2.74). Zu ähnlichen Resultaten führten auch britische Studien (Bild 2.75) sowie die im Rahmen des europäischen Projektes "CEM X" [CEM X 2010, 2011] durchgeführten Untersuchungen (Bild 2.76). Aus diesen Ergebnissen ist Folgendes zu schliessen:

- Der Zementgehalt spielt bei konstantem w/z-Wert keine oder nur eine sehr untergeordnete Rolle. Dies gilt auch für den w/z<sub>eq</sub>- oder w/B-Wert, sofern das Verhältnis Zement zu Zusatzstoff konstant bleibt.
- Auch Bindemittelgehalt spielt nur eine unbedeutende Rolle, wenn das Verhältnis Portlandzementklinker- bzw. CEM I- und Zusatzstoffgehalt konstant gehalten wird. Diese Beurteilung gilt vermutlich nur bis zu einem unteren kritischen Portlandzementklinkergehalt. Wo dieser Wert genau liegt, kann auf Grund der vorliegenden Ergebnisse nicht gesagt werden. Möglicherweise können diese Grenzen aus betontechnologischen Gründen nicht ermittelt werden (Betonen sind nicht herstellbar).
- Ähnlich unbedeutend ist auch das Zementleimvolumen.

Zu ähnlichen Schlussfolgerungen kam auch eine andere Arbeit [Hermida 2008], wobei dort keine Einschränkungen bezüglich Änderung des Verhältnisses Zusatzstoff/Zement gemacht wurden.

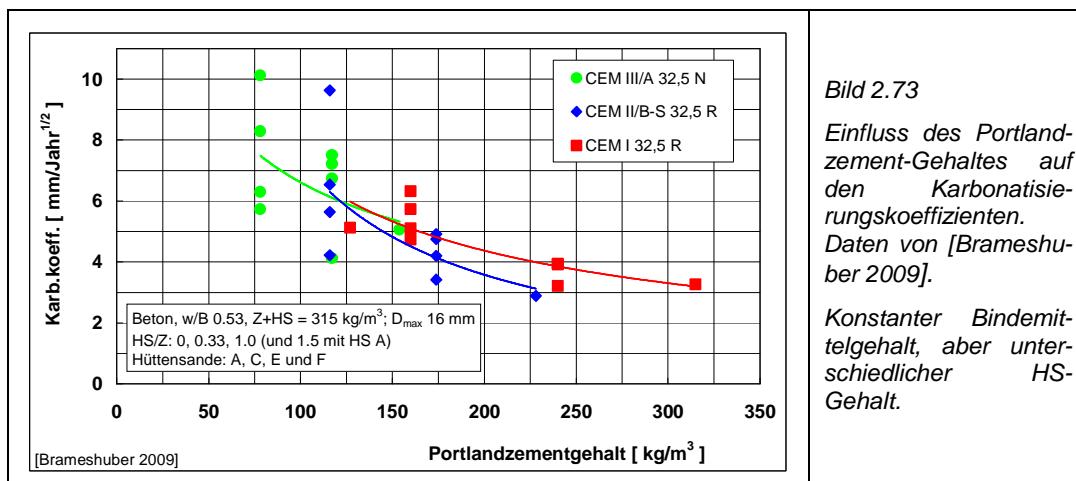
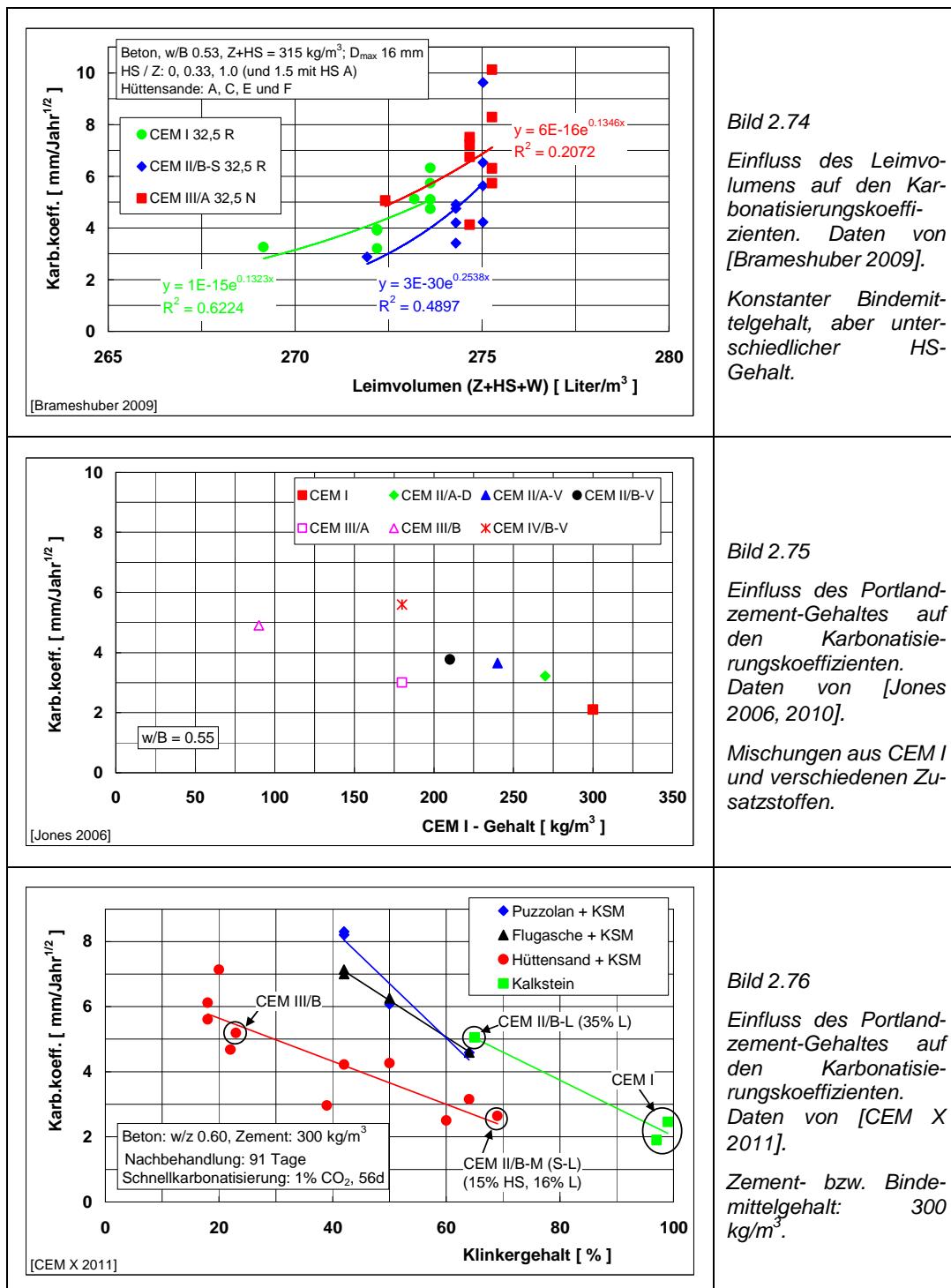


Bild 2.73

Einfluss des Portlandzement-Gehaltes auf den Karbonatisierungskoeffizienten. Daten von [Brameshuber 2009].

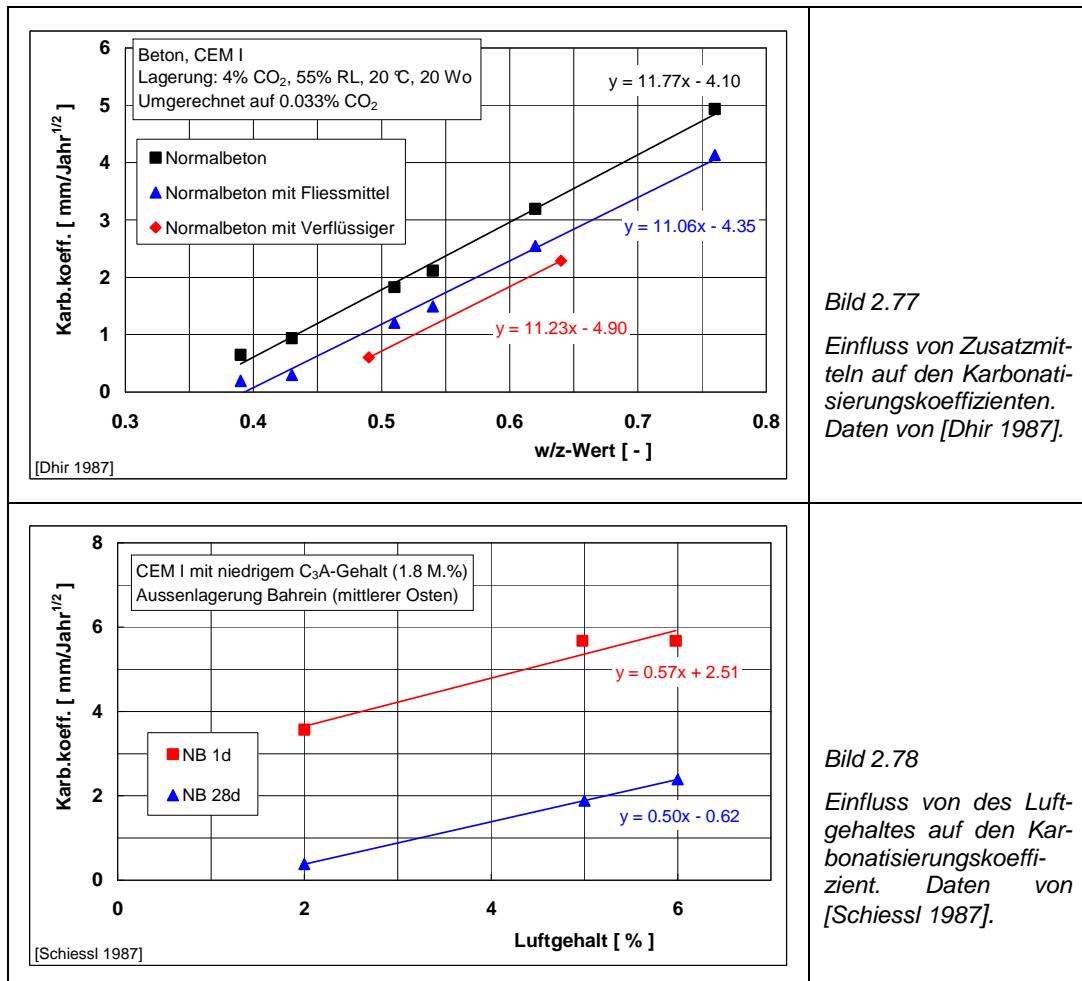
Konstanter Bindemittelgehalt, aber unterschiedlicher HS-Gehalt.



## 2.6.5 Zusatzmittel

Zum Einfluss von Zusatzmitteln gibt es nur wenige Arbeiten. Gemäss [Al-Khayat 2002] haben Zusatzmittel (verschiedene Arten von Fließmitteln mit und ohne verzögernde Wirkung) keinen oder nur einen geringen Einfluss auf die Karbonatisierungsgeschwindigkeit (natürliche Bewitterung in aridem Klima über 8,6 Jahre). Auch die Ergebnisse einer britischen Studien [Jones 2006, 2010] zeigen, dass Zusatzmittel den Karbonatisierungskoeffizienten nur leicht beeinflussen. Zu anderen Ergebnissen kamen Dhir et al. [Dhir 1987]. Sie untersuchten den Einfluss von üblichen Verflüssigern und Fließmitteln auf die Karbonatisierung. Für diese Versuche musste der Zementgehalt stark variiert werden. **Bild 2.77** zeigt den Vergleich mit Normalbeton.

Zur Wirkung von künstlich eingeführten Luftporen liegen verschiedene Ergebnisse vor [Schiessl 1987, Schönlund 1989, Takada 2005], die einen deutlichen Einfluss erkennen lassen (**Bild 2.78**). In einer neueren Arbeit [Lowke 2008] wurde festgestellt, dass die Karbonatisierungstiefe von einem LP-Beton ( $w/z$  0.55, Zementgehalt  $340 \text{ kg/m}^3$ ) im Laborklima nach 4 Jahren etwa 7.8 mm betrug (Karbonatisierungskoeffizient:  $3.9 \text{ mm/Jahr}^{1/2}$ ). Dieser Wert ist im Vergleich zu ähnlichen Betonen ohne LP deutlich höher (2.5 bis  $2.8 \text{ mm/Jahr}^{1/2}$ ). Dies wird mit der höheren Gasdurchlässigkeit und mit dem schnelleren Austrocknen des LP-Betons erklärt.

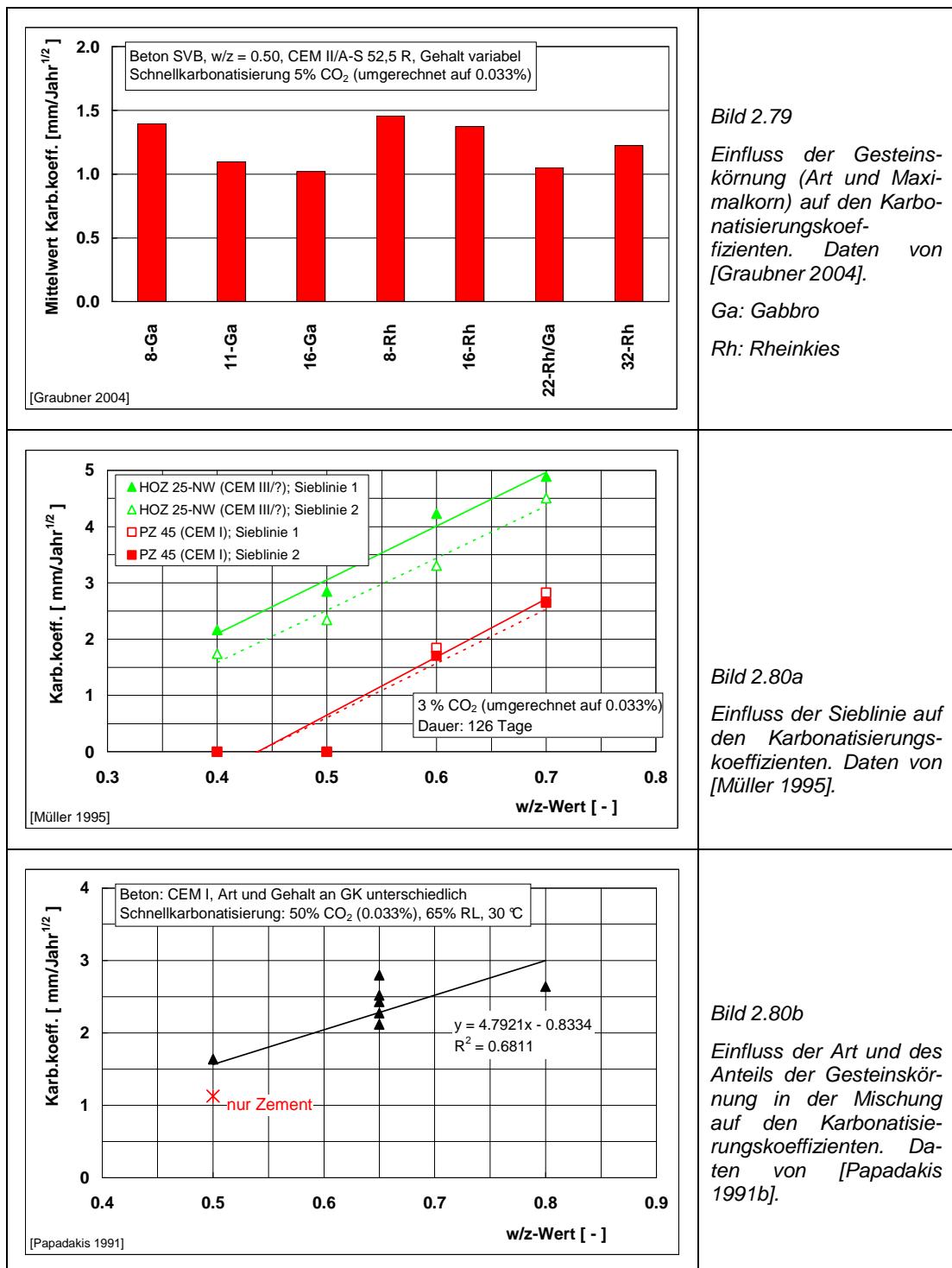


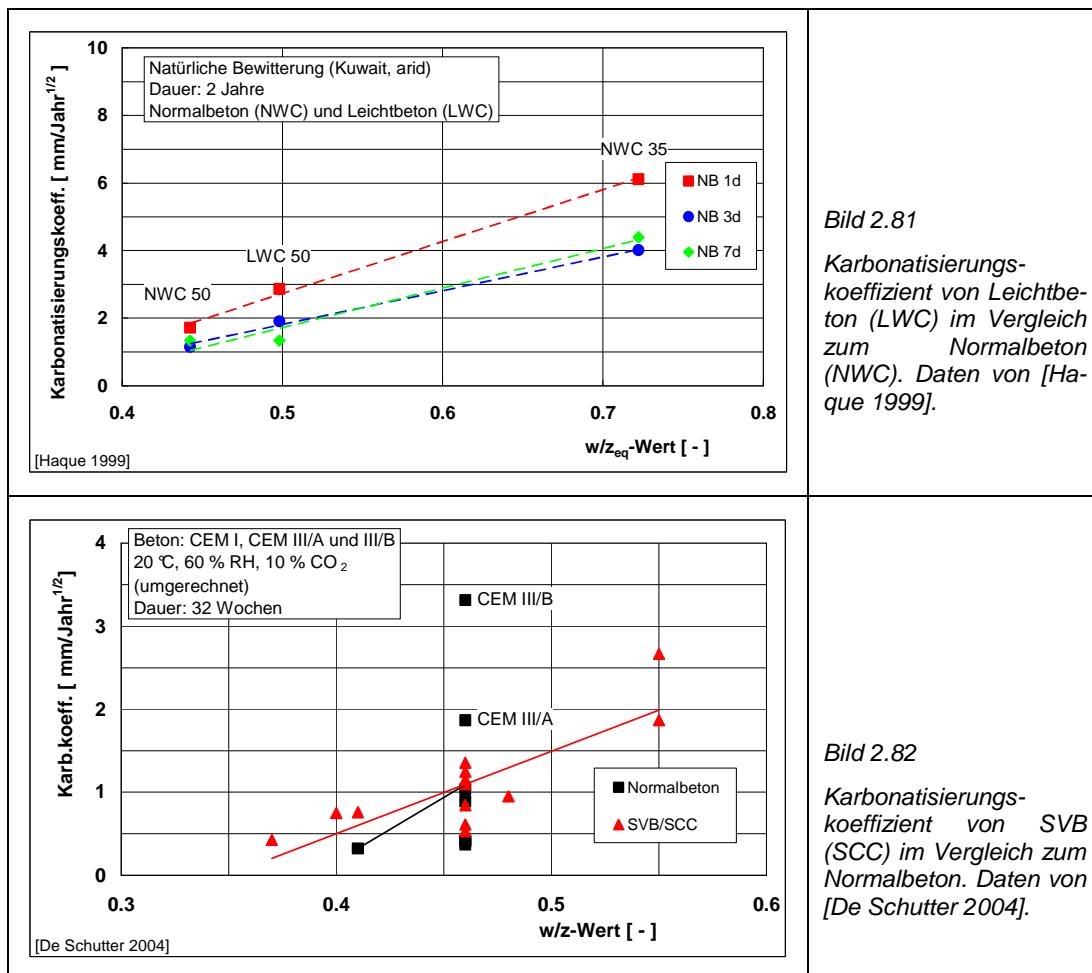
## 2.6.6 Gesteinskörnung und Betonart

Die Ergebnisse der wenigen und nicht systematischen Untersuchungen [Dhir 1989, Papadakis 1991b, Haque 1999, Graubner 2004, Jones 2010], zeigen, dass Art und Gehalt der Gesteinskörnung vergleichsweise einen schwachen bis deutlichen Einfluss auf die Karbonatisierung haben können (**Bild 2.79** und **Bild 2.80**). Auch neuere britische Studien [Jones 2006, 2010] zeigten einen gewissen Einfluss der Gesteinskörnung auf den Karbonatisierungskoeffizienten.

Gefügedichte Leichtbetone oder haufwerksporige Betone karbonatisieren etwas schneller als Normalbetone [Mansour 1995, Haque 1999, Lo 2008] (**Bild 2.81**). Gas- oder Schaumbetone karbonatisieren demgegenüber aber erheblich schneller [Mansour 1995].

Zwischen selbstverdichtenden und Normalbetonen wurden keine relevanten Unterschiede gefunden [De Schutter 2004, Audenaert 2007, Dinakar 2009, Anagnostopoulos 2010] (**Bild 2.82**), sofern nicht sehr hohe Mengen an Zusatzstoffen des Typs II eingesetzt werden.





Es gibt kaum vergleichende Untersuchungen von Zementstein, Mörtel und Beton. Die wenigen Resultate [Schubert 1976, Dhir 1989, Papadakis 1991b] deuten darauf hin, dass es keine systematischen Unterschiede gibt und das Maximalkorn keine dominante Rolle bei der Karbonatisierung spielt. Auch eine unterschiedliche Konsistenz hat gemäss [Dhir 1989] kaum Auswirkungen.

Recyclingbetone (Betonen mit Betongranulat oder Mischabbruch- bzw. Mischgranulat) weisen tendenziell höhere Karbonatisierungsgeschwindigkeiten auf [Gomes 2009] (Tabelle 2.3). Die Untersuchungen von Meier wie auch eigene Untersuchungen zeigen, dass Betone mit Mischgranulat oder mit Blähglas sehr rasch karbonatisieren, wenn sie austrocknen können [Meier 2007, Hunkeler 2010]. Ob dies in der Praxis eintreten kann, wurde bis anhin nicht untersucht.

**Tabelle 2.3** Karbonatisierungskoeffizienten von Recyclingbeton (C30/37,  $w/z_{eff} = 0.43$ . Daten von [Gomes 2009].

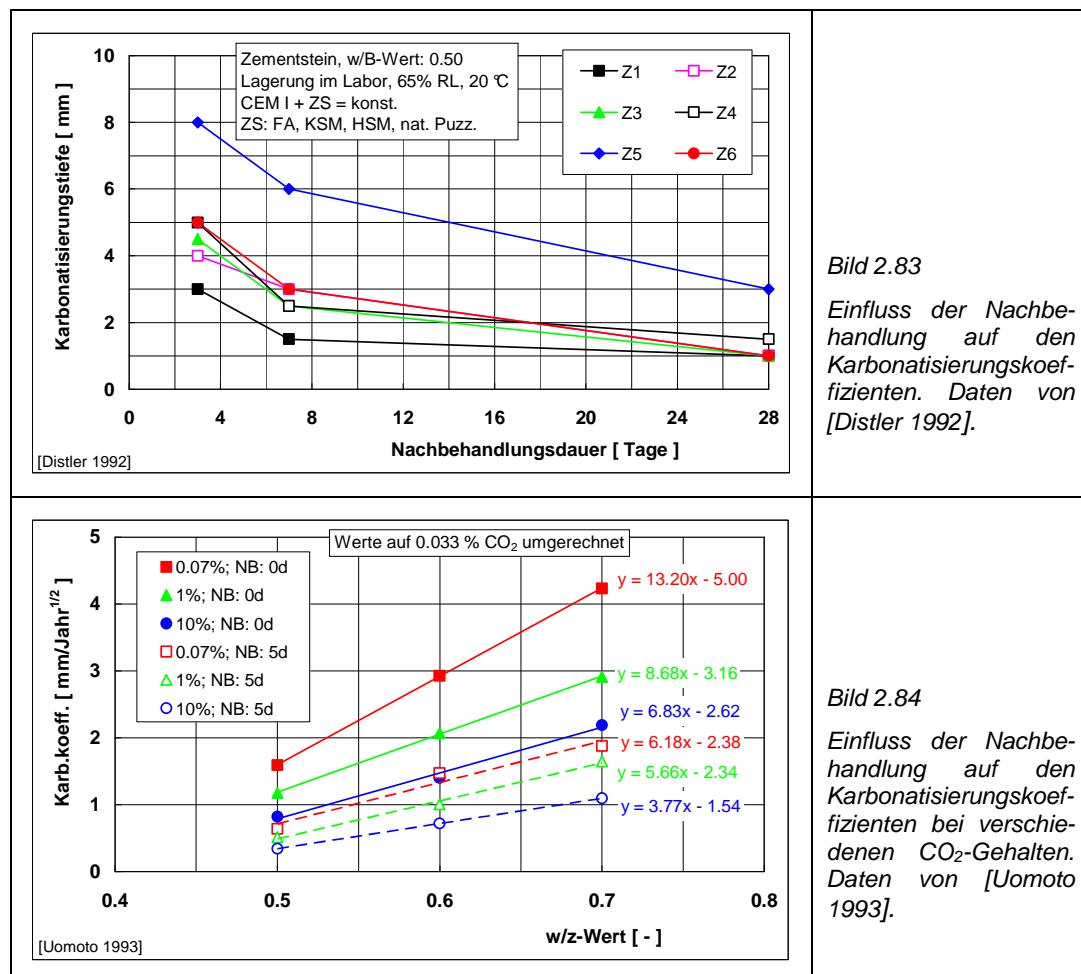
Beton	Ersatz der groben Gesteinskörnung		Karbonatisierungskoeffizient	
	Material	%	mm/Jahr <sup>1/2</sup>	Veränderung, %
Referenz	--	0	0.84	100%
B50B	CCRA (B)	50%	0.92	110%
B25C	CMBRA (C)	25 %	0.91	108%
B12.5C25B	CMBRA (C) + CCRA (B)	12.5 % + 25%	1.07	128%

- 1) CCRA: Coarse concrete recycled aggregates (B)  
2) CMBRA: Coarse mortar and bricks recycled aggregates (C)

## 2.7 Ausführung

Bei der Ausführung haben Art und Dauer der Nachbehandlung des Betons - fachgerechtes Einbringen und Verdichten vorausgesetzt - den wohl wichtigsten Einfluss auf den Karbonatisierungswiderstand. Dazu liegen sehr viele Untersuchungen vor. Sie alle zeigen, dass die Nachbehandlung in den ersten 7 Tagen besonders wirkungsvoll ist und eine Verlängerung auf 28 Tage kaum viel bewirkt (**Bild 2.83 bis Bild 2.85**).

Wenig bis kaum untersucht wurde der Einfluss des Schalungsmaterials (saugend, nicht saugend) oder des Trennmittels. Ebenso liegen keine Ergebnisse zum Unterschied zwischen geschalten und nicht geschalten Oberflächen vor. Der Einfluss des Glättens der Oberfläche wurde von [Hobbs 1994] untersucht. Zwischen den geglätteten und nicht geglätteten Oberflächen war kein systematischer Unterschied vorhanden.



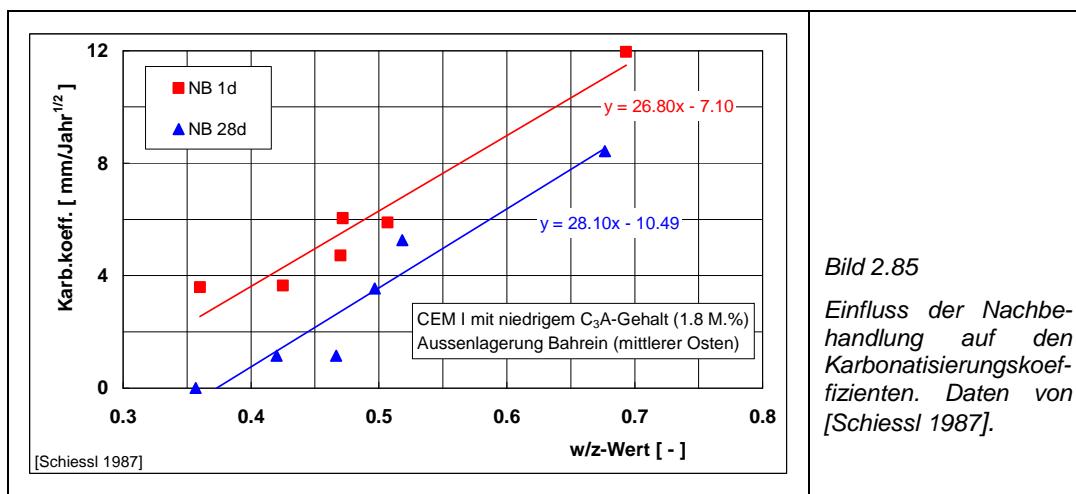


Bild 2.85

Einfluss der Nachbehandlung auf den Karbonatisierungskoeffizienten. Daten von [Schiessl 1987].

**Bild 2.86a** zeigt auf eindrückliche Art den Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit nach der abgeschlossenen Nachbehandlung bis zum Betonalter von 28 Tagen auf den Karbonatisierungskoeffizienten bei Innenlagerung (ab 28 Tagen bei 20 °C und 65% RL, Auslagerungsdauer: 2 Jahre) [Thomas 1992]. Der Einfluss ist umso ausgeprägter, je kürzer die Nachbehandlung und je höher der Flugaschegehalt der Betone war. Bei der 28-tägigen Nachbehandlung bei 100% RL werden die Unterschiede zwischen den Betonen klein. Eine sehr lange (in der Praxis nicht zu realisierende) Nachbehandlungsdauer vermag sogar eine starke Reduktion des Klinker gehaltes zu kom pensieren (**Bild 2.86b**).

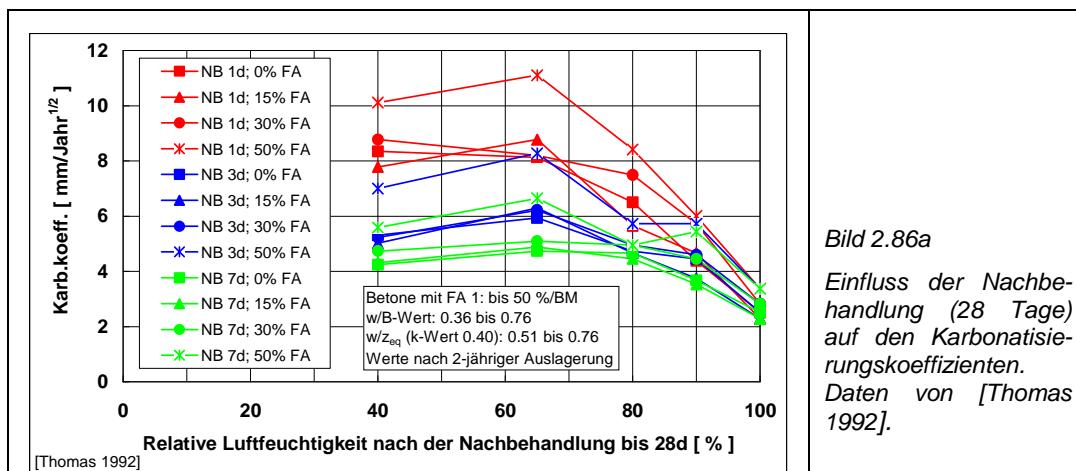


Bild 2.86a

Einfluss der Nachbehandlung (28 Tage) auf den Karbonatisierungskoeffizienten. Daten von [Thomas 1992].

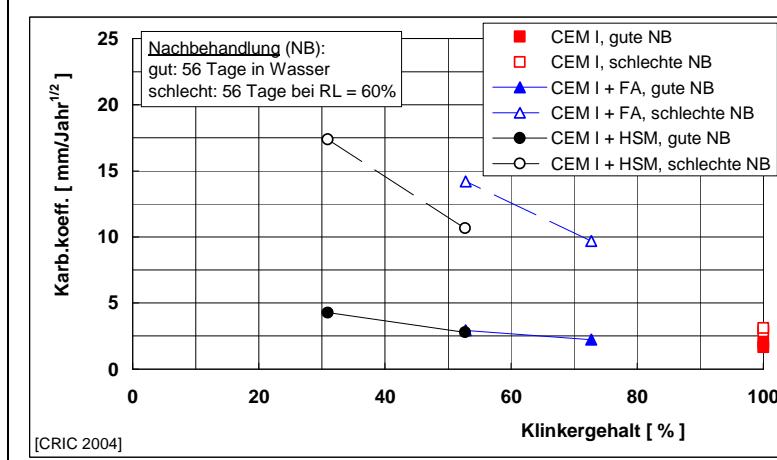


Bild 2.86b

Einfluss der Nachbehandlung auf den Karbonatisierungskoeffizienten von Zementstein (w/z 0.50). Schnellkarbonatisierung bei 1% CO2 über 56 Tage. Daten von [CRIC 2004].

Interessant ist der Vergleich der Wirkung von zwei sehr verschiedenen Nachbehandlungsarten (**Bild 2.87**). Die 28-tägige Nachbehandlung in Wasser ergibt einen wesentlich höheren Karbonatisierungswiderstand als das Belassen der Würfel in der Schalung, bis 50% des Zielwertes der 28-Tage-Druckfestigkeit erreicht wurde.



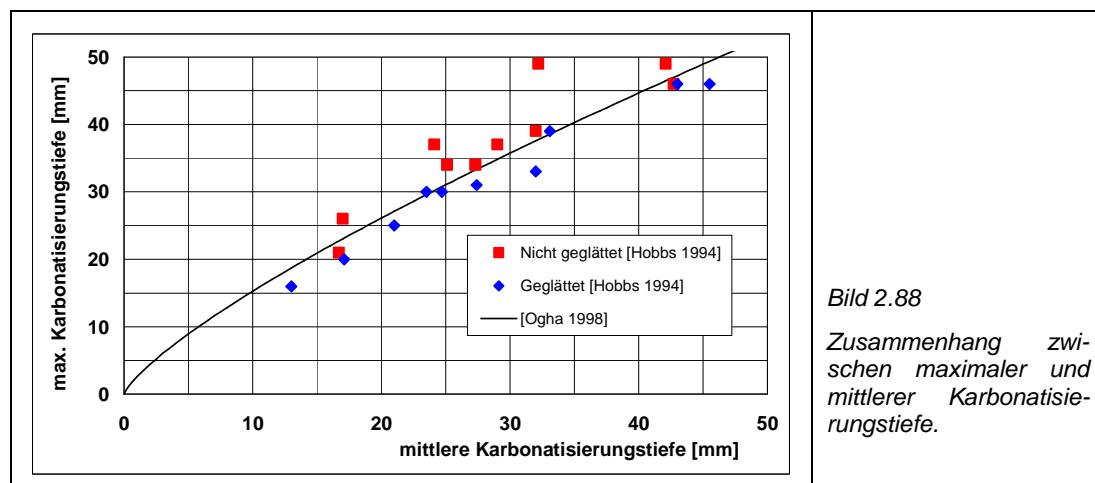
**Bild 2.87** Karbonatisierungstiefen nach 1 Jahr Lagerung bei 50% RL [Rozière 2007]. Die Würfel der oberen Reihe wurden ausgeschaltet, wenn die Druckfestigkeit 50% des 28-Tage-Wertes erreicht hatte. Die Würfel der unteren Reihe wurden 28 Tage in Wasser nachbehandelt.

## 2.8 Weitere in der Praxis vorhandene Einflüsse

### 2.8.1 Verlauf der Karbonatisierungsfront

Die Karbonatisierungsfront verläuft immer mehr oder weniger ungleichmäßig [Wesche 1993, Hobbs 1994, Ohga 1998]. **Bild 2.88** zeigt die Resultate verschiedener Untersuchungen. Die maximale Karbonatisierungstiefe ist immer einige mm grösser als der Mittelwert. Gemäss [Ohga 1998] kann das Verhältnis mit der **Gleichung 2.11** beschrieben werden. Gemäss **Bild 2.89** beträgt das Verhältnis maximaler zur mittleren Karbonatisierungstiefe bei einer mittleren Tiefe von ca. 30 mm etwa 1.2.

$$d_{K, \max} = 2.57 \cdot d_{K, \text{mittel}}^{0.774} \quad \text{Gl. 2.11}$$



**Bild 2.88**  
Zusammenhang zwischen maximaler und mittlerer Karbonatisierungstiefe.

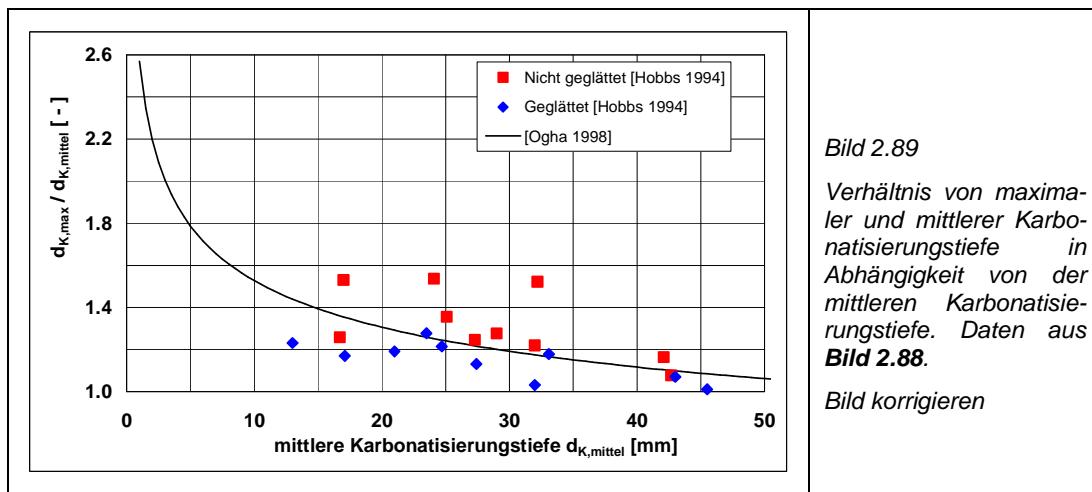


Bild 2.89

Verhältnis von maximaler und mittlerer Karbonatisierungstiefe in Abhängigkeit von der mittleren Karbonatisierungstiefe. Daten aus **Bild 2.88**.

Bild korrigieren

In einer deutschen Arbeit [Müller 1989], in der Betone mit verschiedenen Zementarten über 22 Jahre im Freien ausgelagert wurden, lag das Verhältnis von Maximal- zu Mittelwert bei den unbewitterten Prüfkörpern bei rund 2, bei den bewitterten bei rund 3 (**Tabelle 2.4**). Die Zementart hatte keinen systematischen Einfluss. Dieses Verhältnis ist wesentlich grösser als gemäss **Bild 2.89** für Karbonatisierungstiefen zwischen 5 und 20 mm erwartet werden könnte. Die bei diesen Untersuchungen gefundenen Karbonatisierungskoeffizienten (Maximalwerte) lagen bei den Betonen mit w/z 0.40 bei der unbewitterten Lagerungen zwischen etwa 1.0 und 2.4 mm/Jahr<sup>1/2</sup>, bei den Betonen mit w/z 0.60 zwischen etwa 3.4 und 4.3 mm/Jahr<sup>1/2</sup>. Die entsprechenden Werte der bewitterten Lagerung zwischen 1.3 und 2.6 bzw. zwischen 1.9 und 3.2 mm/Jahr<sup>1/2</sup>.

**Tabelle 2.4** Verhältnis von grösstem Einzelwert zum grösstem Mittelwert von Betonen nach 22-jähriger Aussenlagerung an mehreren Standorten in Deutschland. Daten von [Müller 1989].

Zementart	Verhältnis Maximal- zu Mittelwert			
	bewittert		unbewittert	
	w/z = 0.40	w/z = 0.60	w/z = 0.40	w/z = 0.60
PZ 275	2.5	3.8	2.8	1.3
PZ 475	3.0	1.8	1.7	2.0
EPZ 275 (23% HS)	4.0	3.8	2.0	1.7
EPZ 275 (26% HS)	2.7	2.0	2.5	2.3
HOZ 275 (43% HS)	4.0	2.3	2.0	1.7
HOZ 275 (46% HS)	2.5	3.5	2.0	1.5
<b>Mittelwert</b>	<b>3.1</b>	<b>2.9</b>	<b>2.2</b>	<b>1.8</b>

## 2.8.2 Kanten und Ecken

Die Karbonatisierungsgeschwindigkeit von Kanten und Ecken ist erfahrungsgemäss rascher als jene in der Fläche. Theoretisch sollte der Beschleunigungsfaktor für Kanten  $\sqrt{2}$  (= 1.4) und für Ecken  $\sqrt{3}$  (= 1.7) betragen (**Bild 2.90**). Untersuchungen dazu gibt es aber nur wenige. Sie bestätigen aber den deutlichen Einfluss [Chen 2008] (**Bild 2.91**).

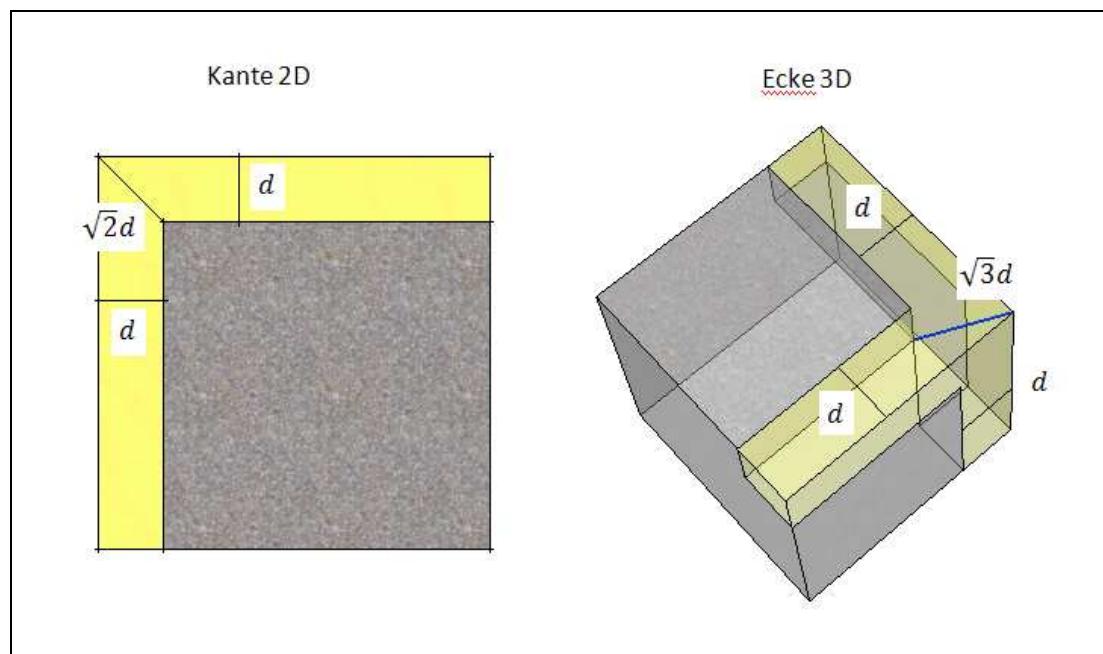
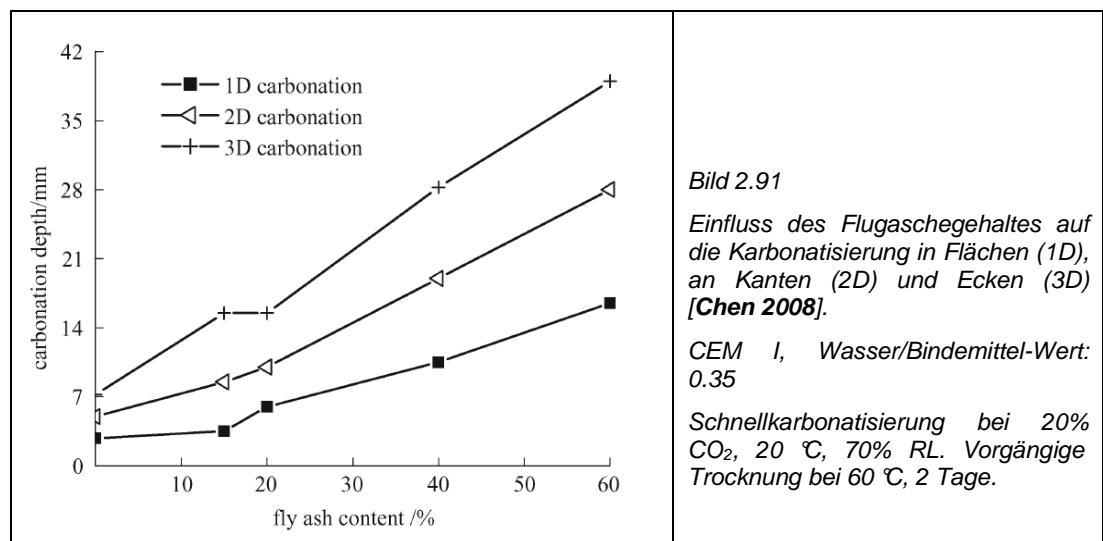


Bild 2.90 Theoretische Karbonatisierungstiefe an Kanten und Ecken [Lammar 2010].



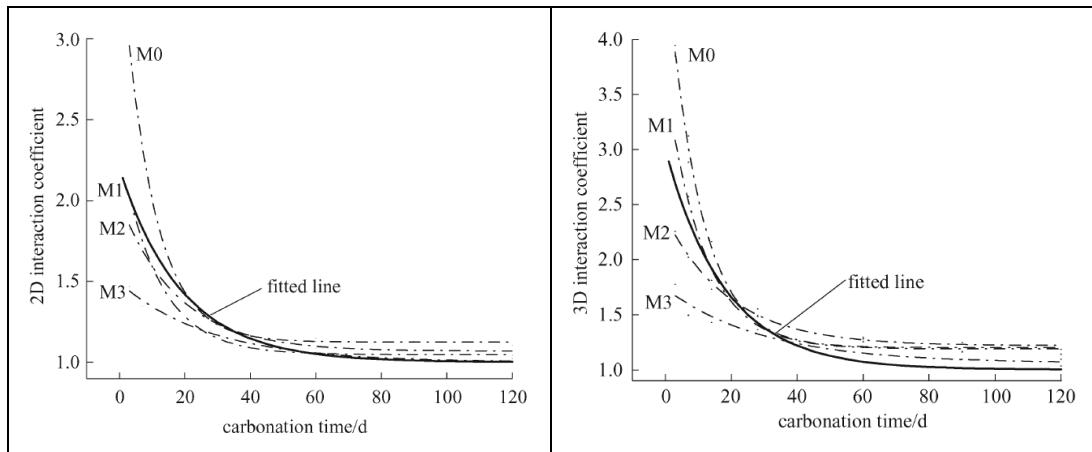
In den Kanten und Ecken kann es jedoch zur Interaktion des Karbonatisierungsfortschrittes kommen und es können höhere Karbonatisierungstiefen als die theoretisch erwarteten erreicht werden. Diese Erhöhung der Karbonatisierungstiefe kann mit Hilfe des Interaktionskoeffizienten  $k$  beschrieben werden, wobei  $k$  im 2- bzw. 3-dimensionalen Fall gemäß [Chen 2008] mit den folgenden Gleichungen definiert werden kann.

$$k_{2D} = \frac{d_{2D}}{\sqrt{2} d_{1D}} \quad \text{Gl. 2.12a}$$

$$k_{3D} = \frac{d_{3D}}{\sqrt{3} d_{1D}} \quad \text{Gl. 2.12b}$$

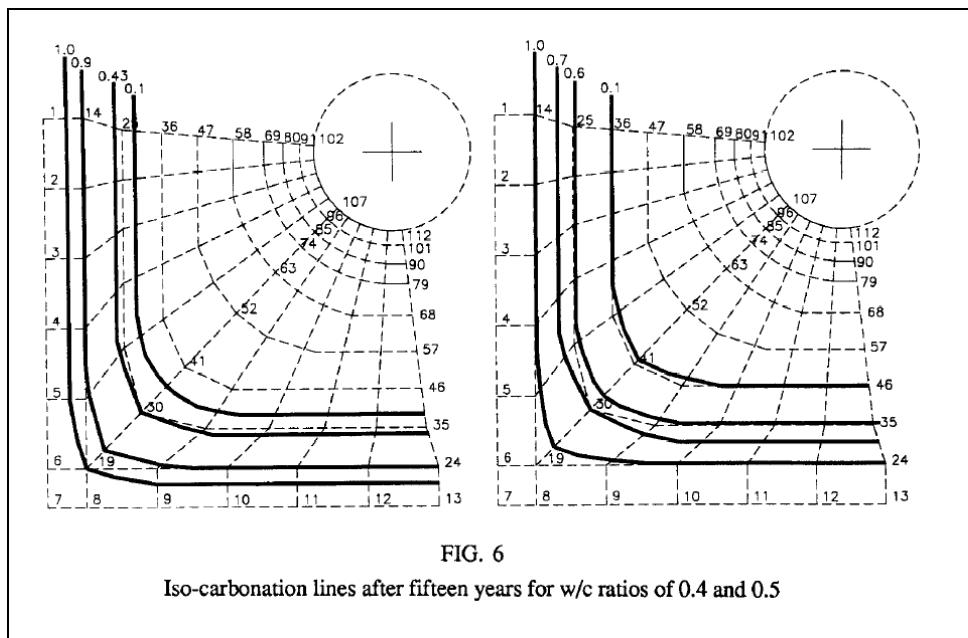
- $d_{1D}$  1-dimensionale Karbonatisierungstiefe  
 $d_{2D}$  Karbonatisierungstiefe an der Kante  
 $d_{3D}$  Karbonatisierungstiefe an der Ecke

[Chen 2008] zitiert [Wu 2002], der die theoretischen Werte von  $k_{2D}$  mit  $\sqrt{2}$  und  $k_{3D}$  mit  $\sqrt{3}$  angibt. Er stellte dann anhand eigener Karbonatisierungsversuche aber fest, dass der Interaktionskoeffizient in beiden Fällen mit der Zeit bzw. mit grösserer Karbonatisierungstiefe beim 2-dimensionalen auf einen Wert von 1 bis 1.15, beim 3-dimensionalen Fall auf etwa 1.1 bis 1.25 abnimmt (**Bild 2.92**). Die Versuche basierten auf Betonproben mit unterschiedlichem Flugaschegehalt, welche 28 Tage nachbehandelt wurden und dann 48 Stunden im Ofen bei 60°C getrocknet wurden. Die Karbonatisierung fand bei einer Temperatur von 20°C, 70% relativer Luftfeuchte und einem CO<sub>2</sub>-Gehalt der Luft von 20% statt.



*Bild 2.92 Interaktionskoeffizient über die Zeit im 2- und 3-dimensionalen Fall für Betone mit verschiedenen Zementmischungen [Chen 2008].*

[Saetta 1995] modellierte mittels finiten Elementen den Karbonatisierungsverlauf für den 2-dimensionalen Fall (**Bild 2.93**). Er berücksichtigte dabei die Variation der relativen Luftfeuchtigkeit, die Diffusion und Konzentration von CO<sub>2</sub> sowie die Veränderung der Temperatur. Bei dieser Modellierung ist die Karbonatisierungsfront keine gerade Linie, sondern eine Konzentrationsverteilung von CaO, welches bereits zu CaCO<sub>3</sub> umgewandelt wurde. Der Interaktionskoeffizient  $k$  nach obiger Definition variiert an der Karbonatisierungsfront an welcher 10% des CaO in CaCO<sub>3</sub> umgewandelt wurde zwischen 1.2 und 1.3 nach 15 Jahren (herausgelesen aus **Bild 2.93**).



*Bild 2.93 Iso-Karbonatisierungslinien (Linien, an denen gleiche Anteile an CaO in CaCO<sub>3</sub> umgewandelt wurden) nach 15 Jahren [Saetta 1995].*

In [Lammar 2010] wurde eine weitere Analyse basierend auf dem Modell von [Bunte 1993] gemacht. Darin wird die Tatsache berücksichtigt, dass Kanten und Ecken schneller austrocknen und damit die karbonatisierungswirksame Zeit verlängert wird. Im Ergebnis werden für den Interaktionskoeffizienten ähnliche Werte gefunden.

### 2.8.3 Risse

Aus vielen Labor- und Felduntersuchungen ist bekannt, dass die Karbonatisierung in Rissen schneller abläuft als im ungerissenen Beton. Quantitative Analysen liegen aber nur wenige vor. So hat z.B. [Ann 2010] Karbonatisierungstiefen an einer 18 Jahren alten Brücke gemessen. Die Messwerte wurden unter der Brücke, das heißt an einem vor direkter Bewitterung geschützten Ort, ermittelt. Dabei wurden ungerissener, gerissener und Beton in der Nähe von Verbindungen einbezogen. Die Unterschiede in der Karbonatisierungstiefe von gerissenem und ungerissenem entsprechen ungefähr einem Faktor 2, die von Verbindungen und ungerissenem Beton ungefähr einem Faktor 1.5. Im Gegensatz zu Makrorissen haben Mikrorisse nur bei sehr dichten Betonen einen erkennbar negativen Einfluss [Castel 2001].

[Song 2005] bestimmte nach einer Schnellkarbonatisierung mit 10% CO<sub>2</sub> die Karbonatisierungstiefen an zylindrischen Betonproben mit 10 cm Durchmesser und 20 cm Höhe im ungerissenen und gerissenen Fall für verschiedene Rissbreiten (**Tabelle 2.5**). Die Proben mit w/z-Werten von 0.45, 0.55 und 0.65 wurden während 24 Stunden in der Schalung belassen und dann während 28 Tagen im Wasser nachbehandelt. Vor der Karbonatisierungsprüfung wurden die Proben während 2 Wochen in einer Kammer bei 65% relativer Luftfeuchtigkeit gelagert. Die Schnellkarbonatisierung fand während 2 Wochen statt.

Die gefundenen Karbonatisierungskoeffizienten im gerissenen Fall sind 5-13 mal grösser als im ungerissenen Fall. Dies ist jedoch kritisch zu betrachten, da die Karbonatisierungstiefen im ungerissenen Fall nach 2 Wochen noch sehr klein waren und ein so genannter Massstabseffekt auftreten kann. Nimmt man die Prüfkörper mit Rissbreiten von 0-0.1 mm als die "ungerissene" Referenz, so wird bei grösseren Rissen eine Karbonatisierungstiefe gemessen, die um einen Faktor 1 bis 2.7 grösser ist. Diese Werte sind näher bei den Resultaten der Feldmessungen von [Song 2005] (**Tabelle 2.5**) und [Ann 2010].

**Tabelle 2.5** Karbonatisierungskoeffizienten für unterschiedliche Rissbreiten bei der Schnellkarbonatisierungsprüfung (10% CO<sub>2</sub> umgerechnet auf 0.033%). Daten von [Song 2005].

Rissbreite, mm	Karbonatisierungskoeffizient K (mm/Jahr <sup>1/2</sup> ) und auf die Rissbreite von 0.0 - 0.1 mm normierte Werte (K <sub>normiert</sub> )					
	w/z = 0.45		w/z = 0.55		w/z = 0.65	
	K	K <sub>normiert</sub>	K	K <sub>normiert</sub>	K	K <sub>normiert</sub>
0	0.8	--	1.1	--	1.9	--
0.0 - 0.1	3.7	1.0	5.0	1.0	9.2	1.0
0.1 - 0.2	5.7	1.5	7.6	1.5	9.2	1.0
0.2 - 0.3	7.8	2.1	9.8	1.9	10.7	1.2
>0.3	10.0	2.7	12.2	2.4	12.7	1.4

[Alahmad 2008] wählte einen anderen Ansatz und mass die Karbonatisierungstiefe senkrecht zur Ebene eines Risses und verglich diese mit der Karbonatisierungstiefe einer ungerissenen rechteckigen Probe, die den gleichen Umgebungsbedingungen ausgesetzt wurde. Er stellte so fest, dass erst bei Rissen mit einer Rissbreite, die kleiner als 60 µm sind, die Karbonatisierungstiefe senkrecht des Risses erheblich gebremst wird und schliesst daraus, dass bei grösseren Rissbreiten, die Diffusion des CO<sub>2</sub> im Riss nicht gebremst wird und der CO<sub>2</sub>-Gehalt im Riss dem CO<sub>2</sub>-Gehalt der Umgebung entspricht.

Den Einfluss von Mikrorissen auf die Karbonatisierung haben Castel et al. [Castel 2001]

untersucht. Sie konnten keinen Zusammenhang zwischen der Erhöhung der Karbonatisierungsgeschwindigkeit und den Mikrorissen feststellen mit Ausnahme vom hochfesten Beton. Durch seine sehr feine Porosität scheint die Karbonatisierung bei hochfestem Beton durch Mikrorisse beeinträchtigt zu werden.

[De Schutter 1999] mass die Karbonatisierungstiefe an Rissen an verschiedenen Betonproben nach 8, 12, 26, 20 und 24 Wochen und bestimmte den Karbonatisierungskoeffizienten  $K$  im ungerissenen und im gerissenen Fall. Die Risse hatten eine Breite von 0,2, 0,3 und 0,5 mm und eine Tiefe von 5 oder 10mm. Die Risse wurden bereits bei der Vorbereitung der Proben künstlich hergestellt, indem dünne Metallplatten eingebaut wurden, welche nach der Hydratisierung des Betons herausgezogen wurden. Aufgrund der gefundenen Daten stellt er folgende Beziehung zwischen dem Verhältnis aus den Mittelwerten der Karbonatisierungskoeffizienten im Riss,  $K_{Riss}$ , und im ungerissenen Beton,  $K_{ungerissen}$ , der Rissbreite  $w$  und der Rissstiefe  $d$  auf:

$$\frac{K_{Riss}}{K_{ungerissen}} = \exp[0.3173d^{0.3270} w^{0.6803}] \quad \text{Gl. 2.13a}$$

Für die gefundenen Maximalwerte schlägt [De Schutter 1999] die folgende Beziehung vor:

$$\left( \frac{K_{Riss}}{K_{ungerissen}} \right)^{\text{Max}} = \exp[0.3173d^{0.3426} w^{0.4720}] \quad \text{Gl. 2.13b}$$

In Bild 2.94 sind die beiden Gleichungen dargestellt. [De Schutter 1999] gibt weiter für eine Rissstiefe von 80 mm und einer Rissbreite von 0,12 mm für das Verhältnis von  $K_{Riss}/K_{ungerissen}$  den am Bauwerk ermittelten Wert von 1,55 an, was nahe beim berechneten Wert von 1,37 liegt.

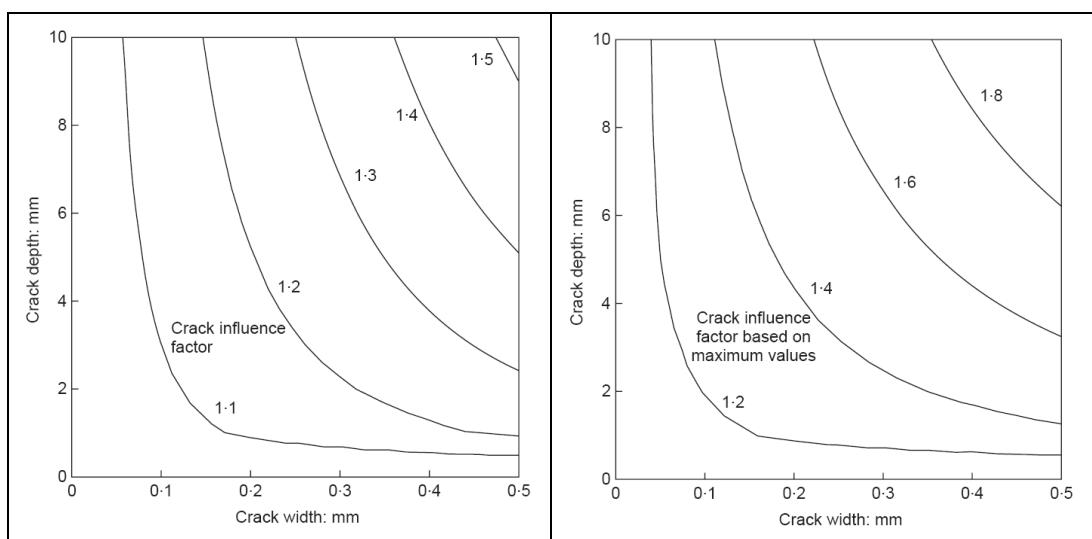


Bild 2.94 Mittlerer (links) und maximaler Einfluss (rechts) von Rissen auf die Karbonatisierung. [De Schutter 1999].

Im Vergleich mit den Erfahrungswerten von [Ann 2010] und den theoretischen Werten von [Song 2005] unterschätzt das erste Modell von [De Schutter 1999] eher den Einfluss des Risses. Es sollte deshalb eher auf das Modell der Maximalwerte von [De Schutter 1999] zurückgegriffen werden.

Die Resultate erlauben den Schluss, dass bei einer Rissbreite  $>0.5 \mu\text{m}$  die Diffusion von  $\text{CO}_2$  nicht gebremst wird, also die Rissstiefe vom Betrag der Betonüberdeckung abgezogen werden muss. Bei Rissbreiten kleiner als  $<0.5 \mu\text{m}$  ist mit einer Erhöhung der Karbonatisie-

rungstiefe um 1.5 - 2mm zu rechnen.

### 2.8.4 Zug und Druckspannungen

Der Einfluss von Zug- und Druckspannungen im Beton auf die Karbonatisierungs geschwindigkeit wurde bisher nur in sehr wenigen Arbeiten untersucht. Gemäss [Lu 2009] ist der Karbonatisierungskoeffizient bei hohen Zugspannungen bis zu 50% höher als bei hohen Druckspannungen (Bild 2.95).

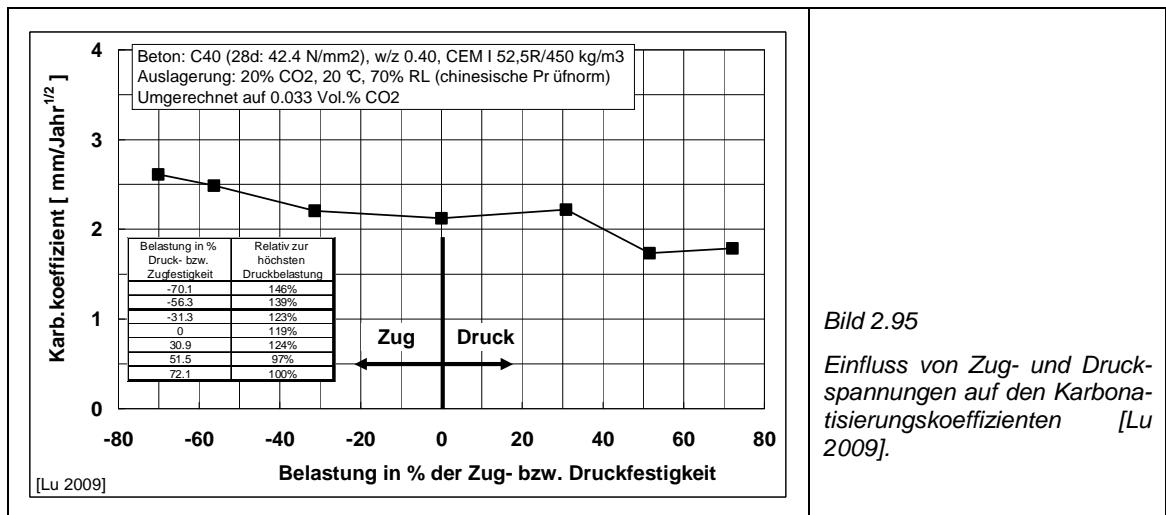


Bild 2.95

Einfluss von Zug- und Druckspannungen auf den Karbonatisierungskoeffizienten [Lu 2009].

## 2.9 Korrelationen zwischen dem Karbonatisierungskoeffizienten und physikalischen und chemischen Parametern

### 2.9.1 Chemische Parameter

Zu den chemischen Parametern, die die Karbonatisierung beeinflussen können, zählen der  $\text{Na}^+$ -,  $\text{K}^+$ - und  $\text{Ca}^{2+}$ -Gehalt des Betons. Diese Ionen bilden sich bei der Reaktion des Zementes mit Wasser. Der  $\text{Na}^+$ - und  $\text{K}^+$ -Gehalt kann zum so genannten  $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalent ( $\text{Na}_2\text{O}_{\text{Äq}}$ ) zusammengefasst werden.

$$\text{Na}_2\text{O}_{\text{Äq}} = \text{M.\% Na}_2\text{O} + 0.659 \text{ M.\% K}_2\text{O} \quad \text{Gl. 14}$$

Für den Karbonatisierungswiderstand von Betonen ist der Gehalt an alkalischen Komponenten im Zementstein (z.B.  $\text{NaOH}$ ,  $\text{KOH}$ ,  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  und Ca-Silikat-Hydrate) sehr wichtig. Mit der Karbonatisierung, d.h. mit der Reaktion von  $\text{CO}_2$  werden diese zu karbonatischen Reaktionsprodukten umgesetzt. Dabei sinkt der pH-Wert. Bei pH-Werten zwischen 11.0 bis 11.5 geht der Korrosionsschutz der Bewehrung verloren (Bild 2.96). Der pH-Wert verharret solange zumindest auf dem Wert der gesättigten  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Lösung, d.h. auf etwa 12.5, als festes, noch nicht umgesetztes  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  vorhanden ist. Der  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Gehalt ist demnach ein ganz entscheidender Faktor für den Karbonatisierungswiderstand von Betonen, da er die Zeitdauer bis zum Absinken des pH-Wertes unter 12.5 bestimmt.

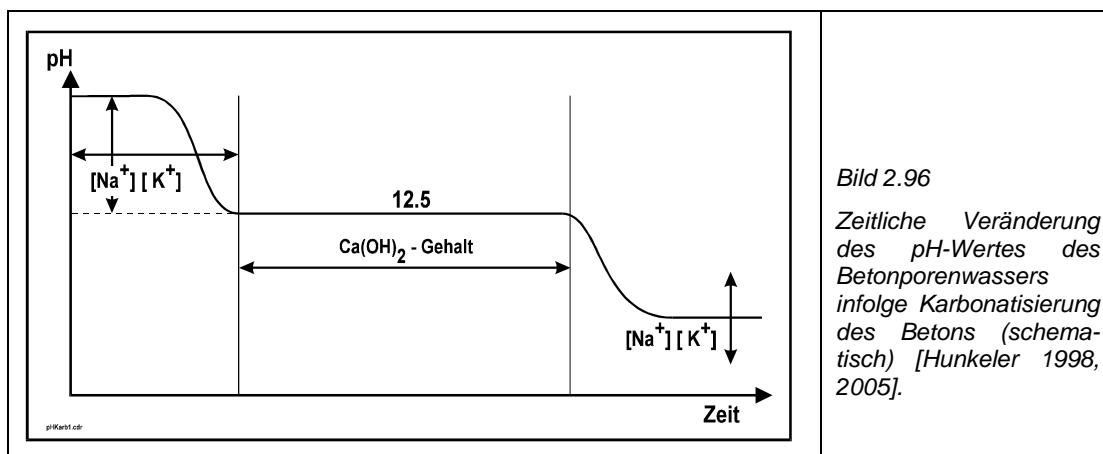


Bild 2.96

Zeitliche Veränderung des pH-Wertes des Betonporenwassers infolge Karbonatisierung des Betons (schematisch) [Hunkeler 1998, 2005].

Art und Gehalt des Zementes und von Zusatzstoffen beeinflussen sowohl den Alkali- (NaOH, KOH) wie auch den Ca(OH)<sub>2</sub>-Gehalt im Porenwasser. In wesentlich geringerer Masse sind die Gehalte auch vom w/z-Wert abhängig. Zu diesem Themenkomplex gibt es sehr viele Untersuchungen [Bier 1988, Härdtl 1994, 1995, Schäfer 2001, VDZ 2005, Brameshuber 2007].

Die verschiedenen Klinkermineralien steuern einen unterschiedlichen Anteil an Ca(OH)<sub>2</sub> bei. Wie aus der **Tabelle 2.6** hervorgeht, beträgt der Ca(OH)<sub>2</sub>-Gehalt im Zementstein von Portlandzement etwa 25 M.-% [Schröder 1967]. Bei Hüttensandzementen liegt der Ca(OH)<sub>2</sub>-Gehalt demgegenüber nur bei etwa 10 M.-% und damit etwa 40% unter jenem von Portlandzementen [Härdtl 1994].

*Tabelle 2.6 Ca(OH)<sub>2</sub>-Anteil im hydratisierten Portlandzement [Schröder 1967].*

Klinkerphase	Anteil im Portlandzement-Klinker, M.-%	Ca(OH) <sub>2</sub> - Anteil im Zementstein, M.-%
C3S	50	+24.3
C2S	20	+4.3
C3A	15	--
C4AF	10	-3.1
<b>Total</b>	<b>95</b>	<b>+25.5</b>

Wesentliches Merkmal der puzzolanischen Reaktion von z.B. Steinkohleflugasche (SFA) ist die Bindung von Ca(OH)<sub>2</sub>. Während des chemischen Vorgangs reagieren glasige, kieselsäurehaltige Bestandteile der SFA mit freiem Ca(OH)<sub>2</sub> im Zementstein, wobei neue CSH-Phasen entstehen. Der Gehalt an Ca(OH)<sub>2</sub> im Zementstein wird durch diese Reaktion verringert. Die Menge des so gebundenen Ca(OH)<sub>2</sub> ist eine eindeutige Kenngröße zur Beschreibung des Fortschritts der puzzolanischen Reaktion von SFA. Zur gesamten Fragestellung gibt es viele Untersuchungen, einige entstanden im Zusammenhang mit dem Problem der Alkali-Aggregat-Reaktion.

Schäfer et al. [Schäfer 2001] haben im Zusammenhang mit der Alkali-Kieselsäure-Reaktion den Einfluss von Zement und Zusatzstoffen auf das Alkalidepot untersucht. **Bild 2.97** zeigt beispielhaft, dass das Na<sub>2</sub>O-Äquivalent mit zunehmendem Gehalt an Steinkohleflugasche (SFA), Hüttensandmehl (HSM) und Silikastaub (MS) abnimmt. Mit abnehmendem Na<sub>2</sub>O-Äquivalent nimmt auch der pH-Wert des Porenwassers im Beton ab. Mit zunehmendem Gehalt dieser Zusatzstoffe sinkt auch der Ca(OH)<sub>2</sub>-Gehalt (**Bild 2.98** und **Bild 2.99**).

Die Änderungen der Zusammensetzung des Betonporenwassers mit der Zugabe von Flugasche, Hüttensand und Silikastaub sind der Grund, warum Betone mit Zementen mit diesen Hauptbestandteilen oder bei der Zugabe dieser Zusatzstoffe zum Beton schneller karbonatisieren als Betone mit CEM I.

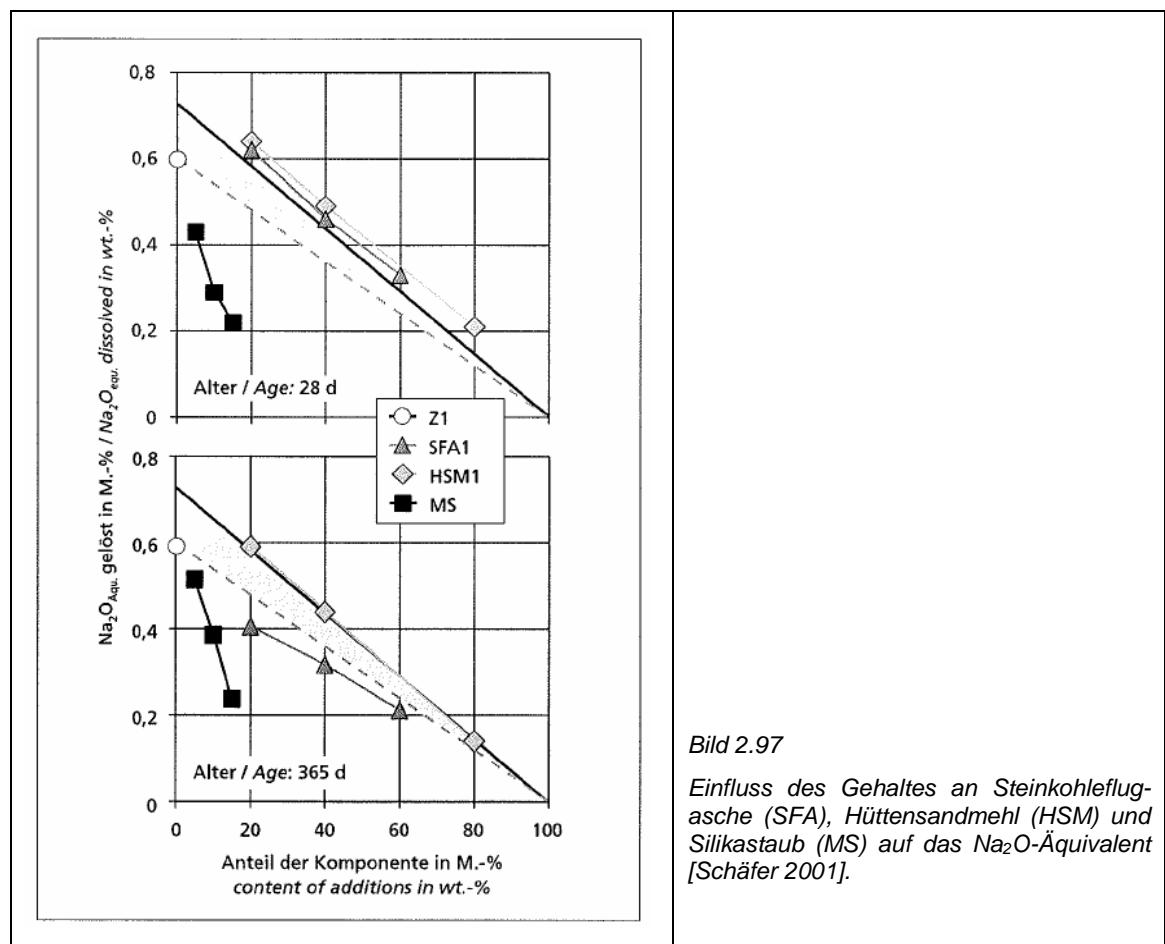


Bild 2.97

Einfluss des Gehaltes an Steinkohleflugasche (SFA), Hüttensandmehl (HSM) und Silikastaub (MS) auf das  $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalent [Schäfer 2001].

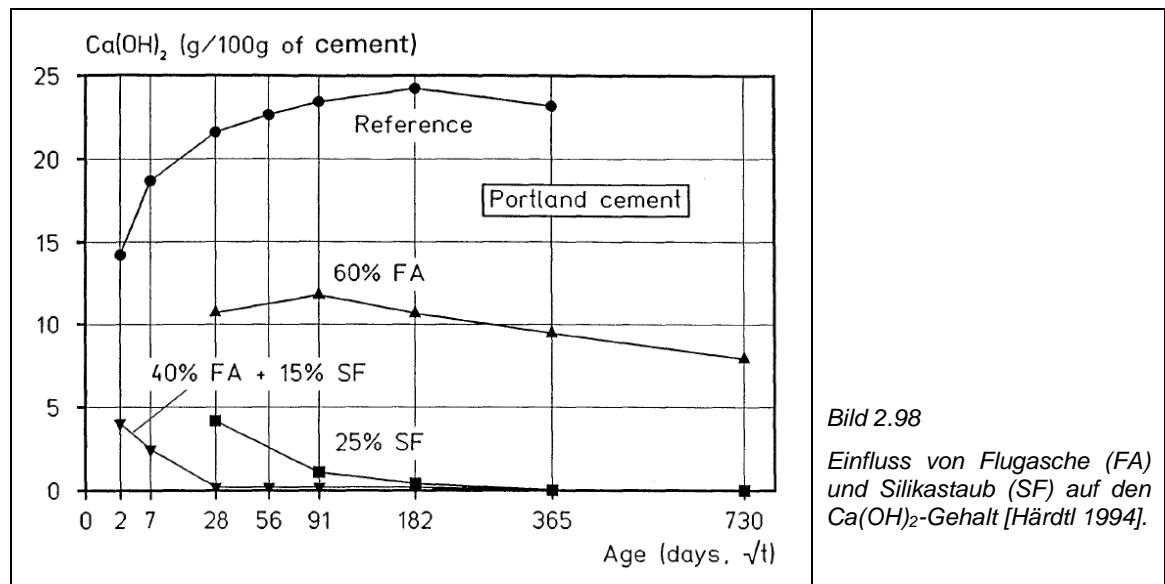


Bild 2.98

Einfluss von Flugasche (FA) und Silikastaub (SF) auf den  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Gehalt [Härdtl 1994].

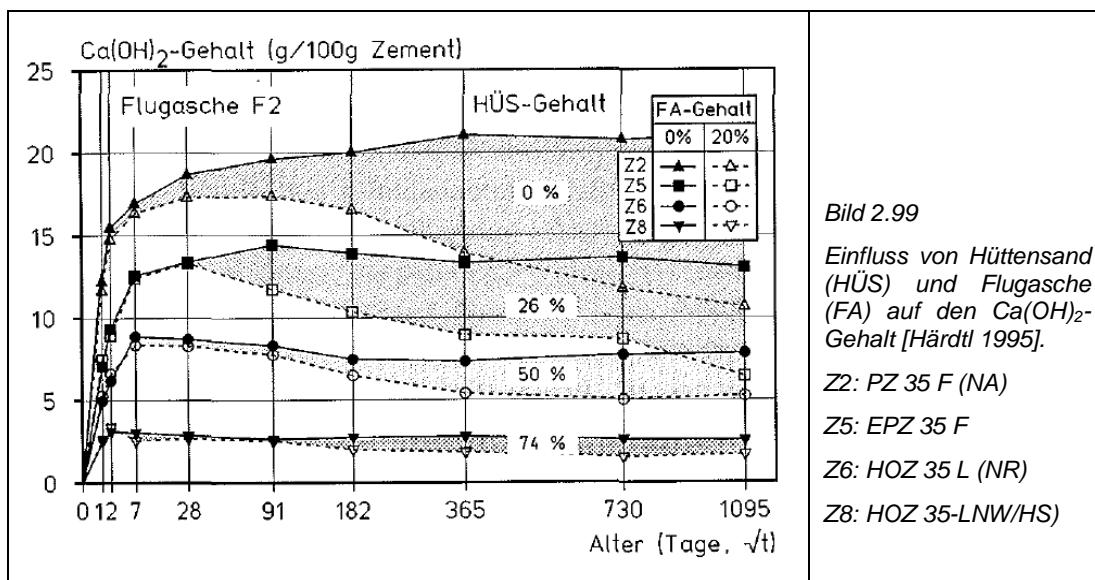


Bild 2.99

Einfluss von Hüttensand (HÜS) und Flugasche (FA) auf den  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Gehalt [Härdtl 1995].

Z2: PZ 35 F (NA)

Z5: EPZ 35 F

Z6: HOZ 35 L (NR)

Z8: HOZ 35-LNW/HS)

Zum Einfluss des  $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalentes und des  $\text{CaO}$ - bzw.  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Gehaltes auf den Karbonatisierungswiderstand von Betonen gibt es nur wenige systematische Untersuchungen. Nach den Untersuchungen von Reschke [Reschke 1997] nimmt die Karbonatisierungs geschwindigkeit mit zunehmendem  $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalent bei schlecht nachbehandelten Mörtelproben deutlich ab. Bei gut nachbehandelten Proben ist demgegenüber nur ein sehr geringer Einfluss vorhanden. Im Gegensatz dazu fand Kobayashi [Kobayashi 1990] eine raschere Karbonatisierung mit steigendem Alkaligehalt (Bild 2.100). Die Gründe für die sehr unterschiedlichen Ergebnisse sind unklar. Aus dem Bild ist erkennbar, dass die umgerechneten Karbonatisierungskoeffizienten im normalen Laborklima um etwa den Faktor 2 grösser sind als die (umgerechneten) Werte der beschleunigten Karbonatisierung.

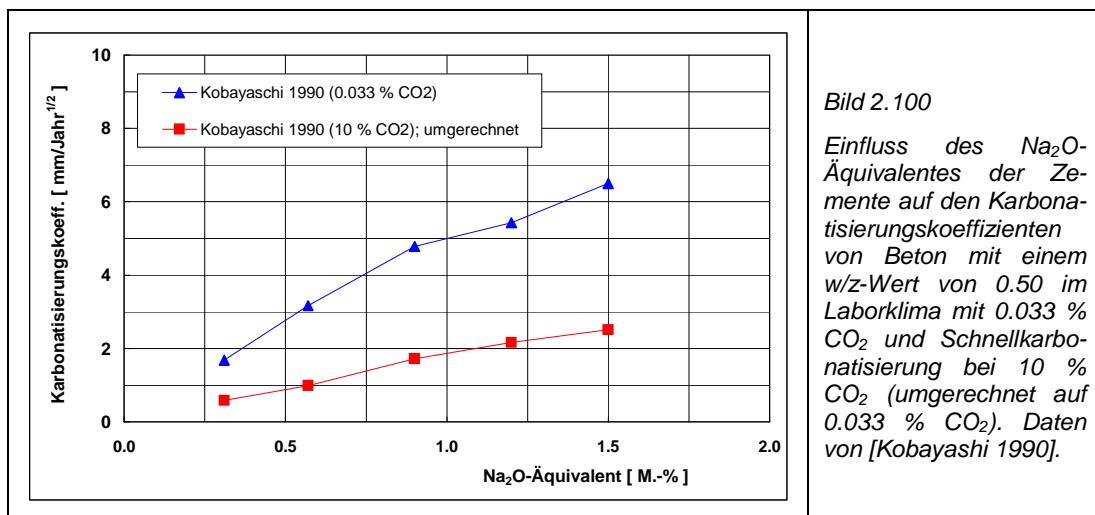
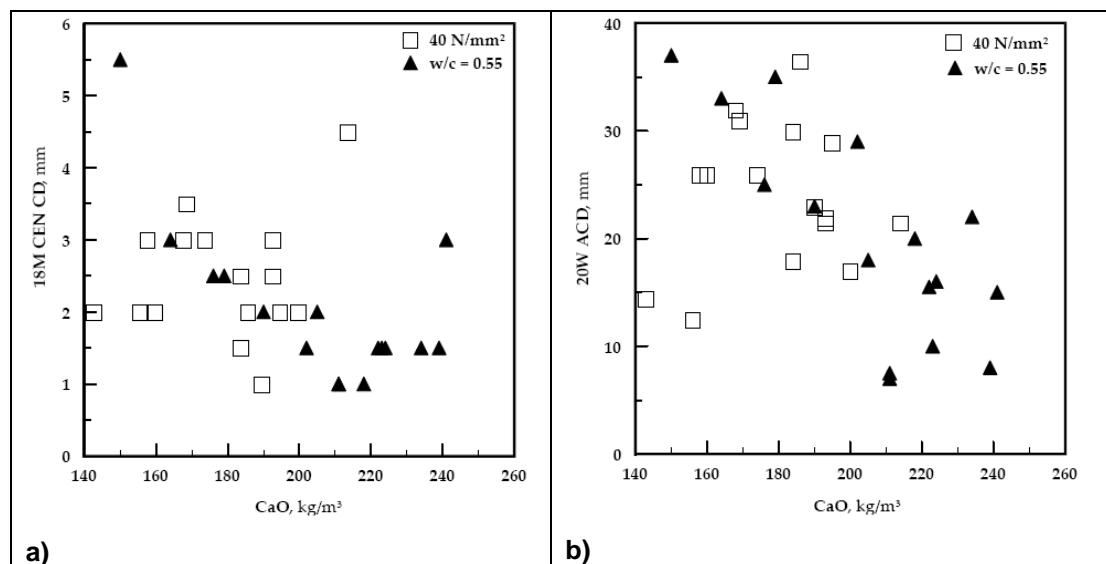


Bild 2.100

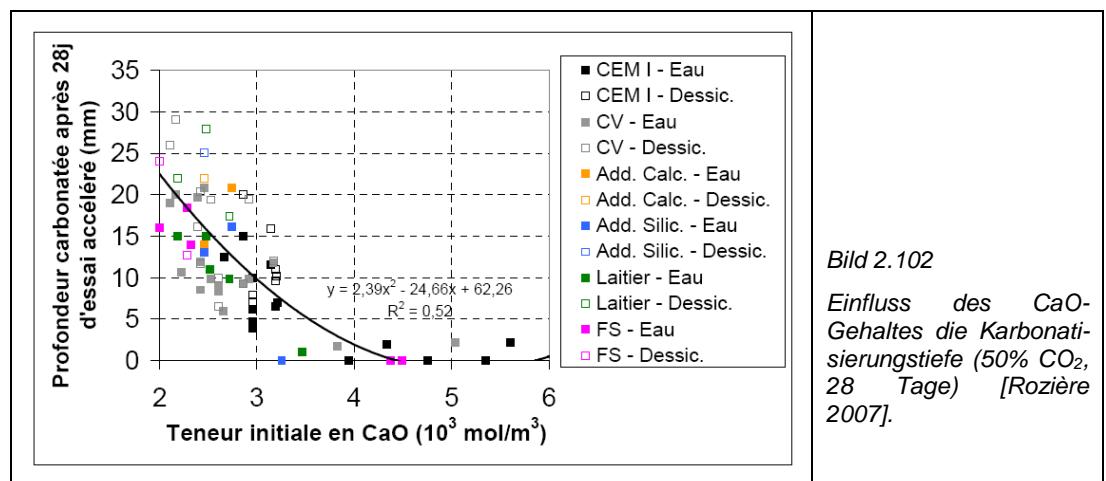
Einfluss des  $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalentes der Zemente auf den Karbonatisierungskoeffizienten von Beton mit einem w/z-Wert von 0.50 im Laborklima mit 0.033 %  $\text{CO}_2$  und Schnellkarbonatisierung bei 10 %  $\text{CO}_2$  (umgerechnet auf 0.033 %  $\text{CO}_2$ ). Daten von [Kobayashi 1990].

Der Einfluss des  $\text{CaO}$ - bzw.  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Gehaltes auf den Karbonatisierungswiderstand ist schon seit langem bekannt (siehe z.B. [Bier 1988, Scholz 1993, Dhir 2000]). Bild 2.101 zeigt die Resultate einer neueren britischen Studie [Jones 2006]. Die Streuung ist aber zu gross, um quantitative Aussagen zum Einfluss zu machen. Die gleichen Folgerungen ergeben sich auch aus den Ergebnissen einer anderen Arbeit [Rozière 2007], zumindest bei tiefen und mittleren  $\text{CaO}$ -Gehalten (Bild 2.102).

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass es zurzeit keine verlässlichen quantitativen Korrelationen zwischen den chemischen Parametern und dem Karbonatisierungswiderstand von Beton gibt.



**Bild 2.101** Karbonatisierungstiefe in Abhängigkeit vom CaO-Gehalt des Betons [Jones 2006]. a) CEN-Prüfung, 18 Monate, b) Schnellprüfung, 4 %  $\text{CO}_2$ , 20 Wochen. Hinweis:  
 - 3 mm/18 Monate (CEN) =  $2.74 \text{ mm/Jahr}^{1/2}$   
 - 30 mm/20 Wochen (ACD) =  $4.19 \text{ mm/Jahr}^{1/2}$  (bei 0.033 %  $\text{CO}_2$ )



## 2.9.2 Physikalische Parameter

Die Korrelation zwischen der Karbonatisierungsgeschwindigkeit und verschiedenen physikalischen Parametern wurde vielfach untersucht.

Im Vergleich zu anderen Parametern wurde die Druckfestigkeit des Betons weitaus am häufigsten untersucht. Während für eine homologe Reihe (Beton mit der gleichen Zementart, aber variablen w/z-Wert) eine eindeutige Abhängigkeit gefunden wurde (z.B. [Wierig 1984, Meyer 1967, Scholz 1993, Al-Khayat 2002]) ist dies beim Vergleich von Beton mit verschiedenen Zementarten oder mit unterschiedlichen Zusatzstoffen nicht mehr der Fall. Ganz eindrücklich ist dies aus **Bild 2.103** ersichtlich. Bei gleicher Festigkeit nimmt der Karbonatisierungskoeffizient mit zunehmendem Gehalt an Nicht-Klinkerbestandteilen (z.B. Hütten sand) erheblich zu. Dies geht auch aus **Bild 2.104** hervor. Zu ähnlichen Schlüssen kommt man bei der Analyse von anderen Studien (z.B. [Schönlund 1989, Scholz 1993, Vollpracht 2010]).

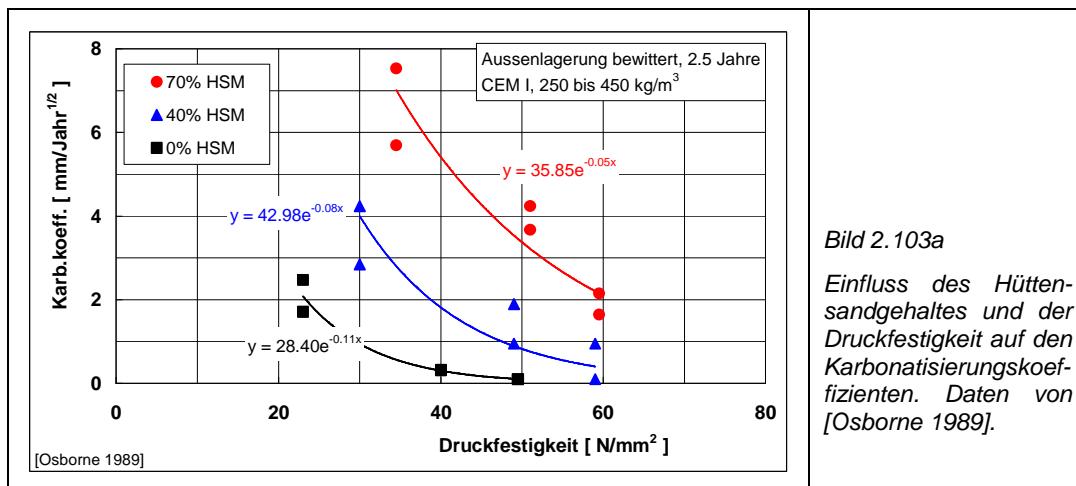


Bild 2.103a

Einfluss des Hütten-sandgehaltes und der Druckfestigkeit auf den Karbonatisierungskoeffizienten. Daten von [Osborne 1989].

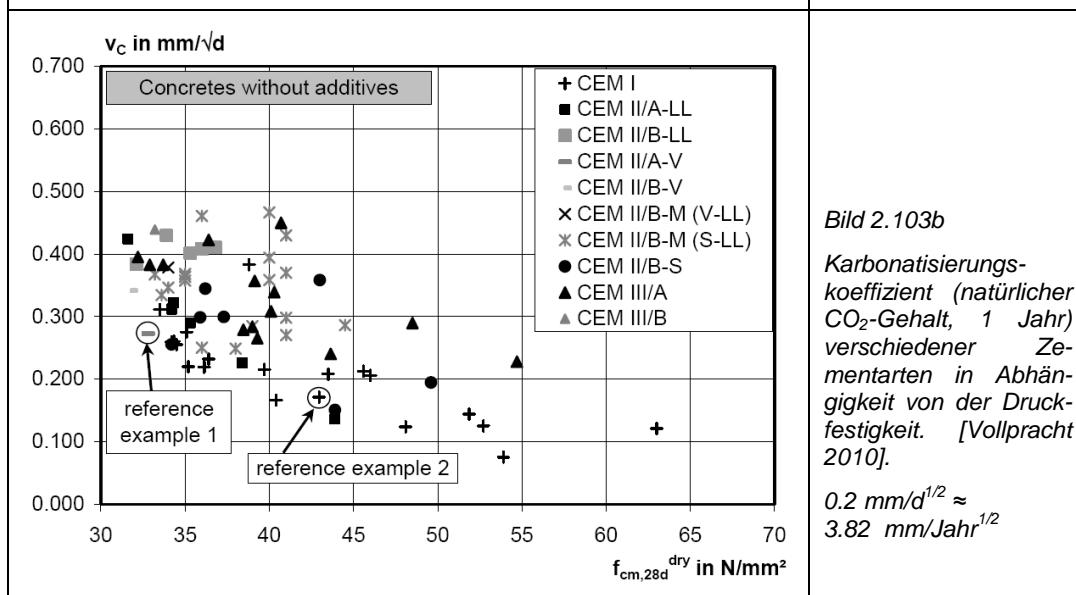


Bild 2.103b

Karbonatisierungskoeffizient (natürlicher  $\text{CO}_2$ -Gehalt, 1 Jahr) verschiedener Zementarten in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit. [Vollpracht 2010].

$$0.2 \text{ mm}/\sqrt{d} \approx 3.82 \text{ mm}/\text{Jahr}^{1/2}$$

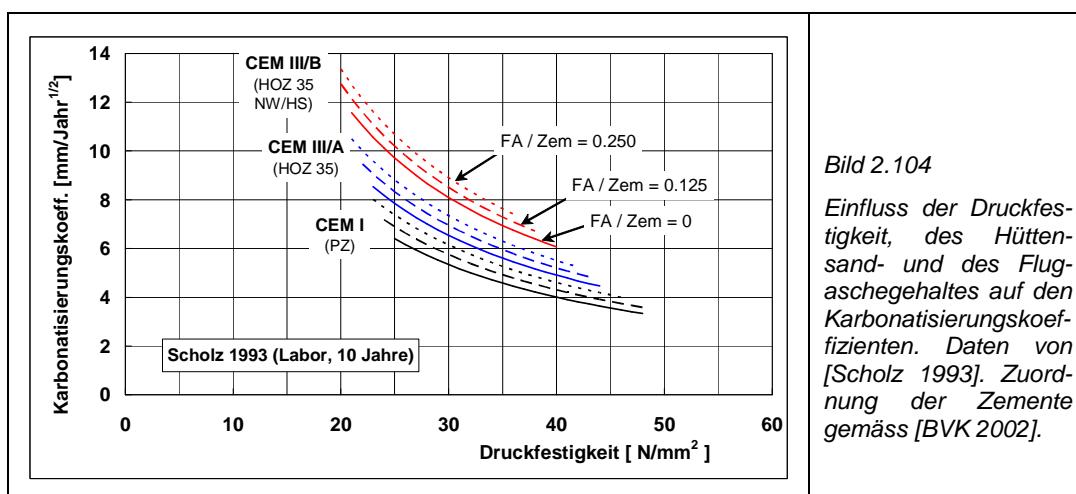
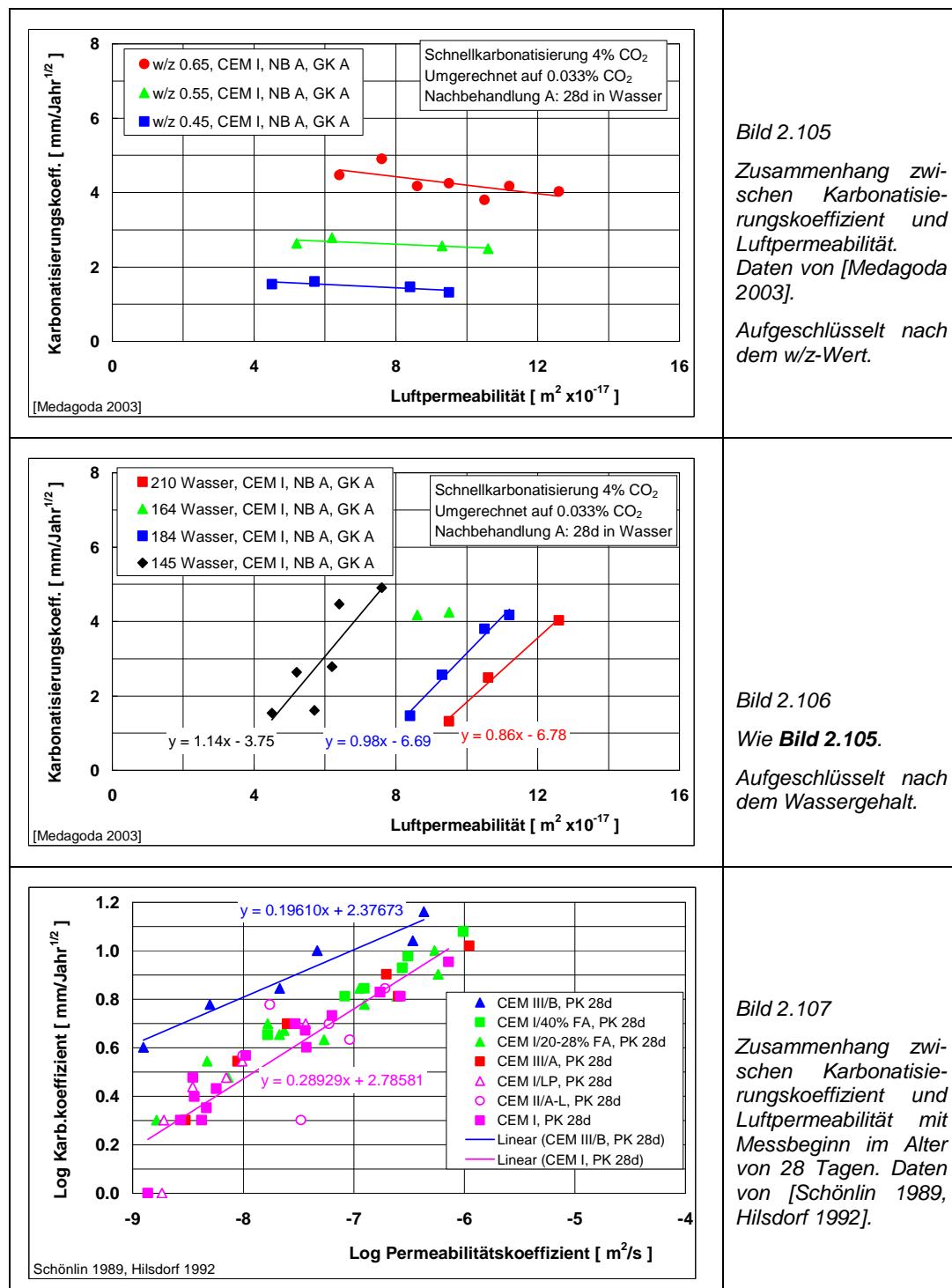


Bild 2.104

Einfluss der Druckfestigkeit, des Hütten-sand- und des Flugaschegehaltes auf den Karbonatisierungskoeffizienten. Daten von [Scholz 1993]. Zuordnung der Zemente gemäss [BVK 2002].

Der Zusammenhang zwischen Permeabilität und der Karbonatisierung von Beton war Gegenstand mehrerer Arbeiten (z.B. [Schönenlin 1989, Hilsdorf 1992, Jacobs 1999, Medagoda 2003, Imamoto 2009, Gruyaert 2010, 2011]). Grundsätzlich gilt das schon bei der Druckfestigkeit Gesagte, wie aus den nachfolgenden Bildern (Bild 2.105 und Bild 2.106) ersichtlich ist. Wesentlich für die Permeabilität ist die Dichtigkeit und das Volumen des Zementsteins. Damit ergibt sich ein analoger Zusammenhang wie beim Zementsteinvolumen (siehe Kapitel 2.6.4). Auch aus anderen Arbeiten [Rozière 2007, Dinku 1997] geht hervor,

dass die Permeabilität kein sicheres Mass für die Beurteilung des Karbonatisierungswiderstandes von Betonen mit unterschiedlichen Zementarten ist (**Bild 2.107 und Bild 2.108**). Die in **Bild 2.107** gezeigten Resultate mit Messbeginn nach 28 Tagen unterscheiden sich nicht grundlegend von den Resultaten mit Messbeginn nach 56 Tagen.



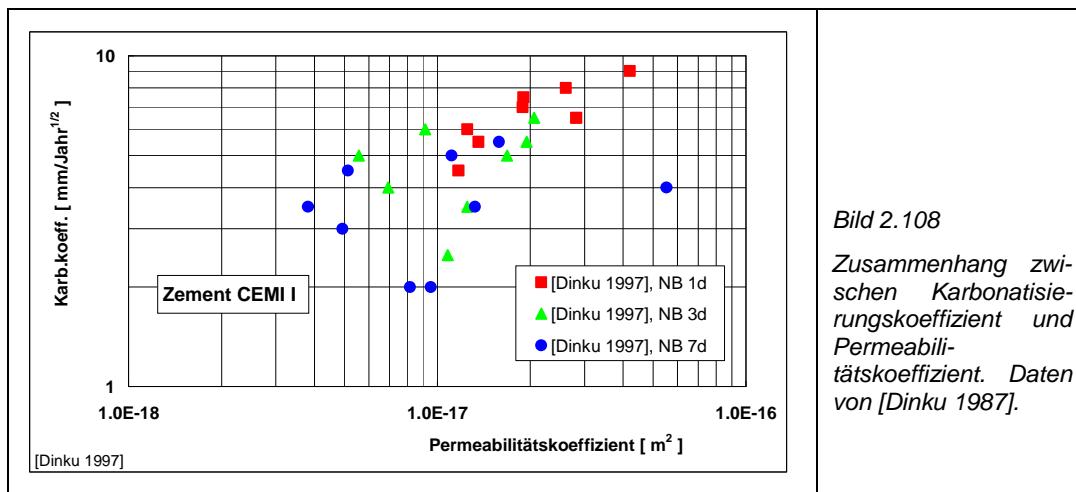


Bild 2.108

Zusammenhang zwischen Karbonatisierungskoeffizient und Permeabilitätskoeffizient. Daten von [Dinku 1987].

Gemäss [Müller 2005, 2006] ist der tiefere Klinker gehalt der Betone mit Zementen mit Kalksteinmehl nur bedingt für den schlechteren Karbonatisierungswiderstand im Vergleich zu Betonen mit CEM I verantwortlich. Da das  $\text{CO}_2$  aus der Luft durch Diffusionsvorgänge in den Beton eindringt, sind besonders die Poren im Zementstein für die Karbonatisierungsgeschwindigkeit massgebend, in denen dieser Transportprozess stattfinden kann. Für das Eindringen von  $\text{CO}_2$  wurde der Porenanteil  $> 100 \text{ nm}$  ( $0,1 \mu\text{m}$ ) als relevant angenommen. Bild 2.109 zeigt den Zusammenhang zwischen diesem Porenanteil (ermittelt mittels Quecksilberdruckporosimetrie) und der Karbonatisierungstiefe der Betone in verschiedenem Alter bzw. nach unterschiedlich langer Karbonatisierungsdauer. Je grösser der Porenanteil  $> 100 \text{ nm}$  ist, desto rascher verläuft die Karbonatisierung. Um diesen Zusammenhang zu bestätigen und für die Praxis zu nutzen, müssten weitere Zementarten und Zusatzstoffe untersucht werden.

Beim Vergleich von verschiedenen Betonen (CEM I und Zusatzstoffe) wurde nur ein sehr schwacher Zusammenhang zwischen Karbonatisierungswiderstand und dem elektrischen Betonwiderstand (Mass für die offenen Porosität) gefunden [Jones 2006]. Gemäss [Kandasami 2008] ist der elektrische Widerstand für die Beurteilung nicht geeignet.

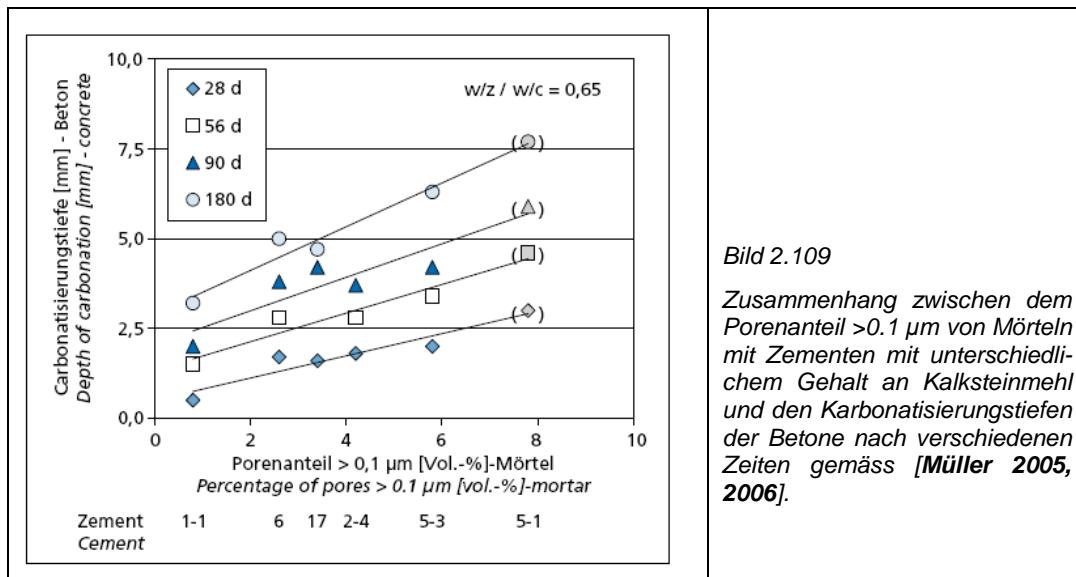
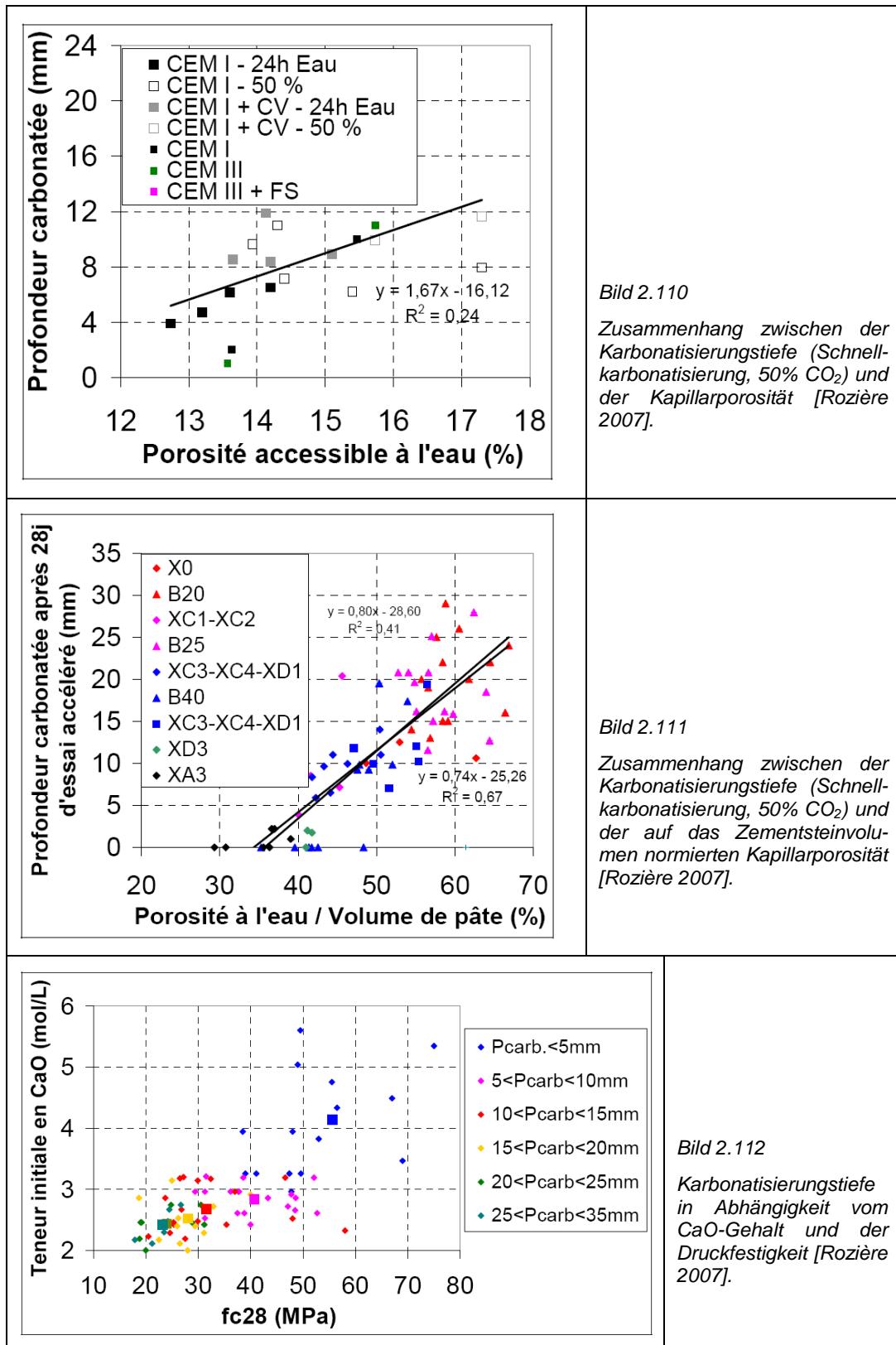


Bild 2.109

Zusammenhang zwischen dem Porenanteil  $> 0,1 \mu\text{m}$  von Mörteln mit Zementen mit unterschiedlichem Gehalt an Kalksteinmehl und den Karbonatisierungstiefen der Betone nach verschiedenen Zeiten gemäss [Müller 2005, 2006].

In einer sehr umfangreichen Arbeit hat Rozière [Rozière 2007] die Zusammenhänge zwischen der Karbonatisierungsgeschwindigkeit und verschiedenen Parametern untersucht. Ein enger Zusammenhang zwischen dem Karbonatisierungskoeffizienten und der Kapillarporosität (wasserzugängliche Porosität) konnte er nicht finden (Bild 2.110). Auch die Normierung der Kapillarporosität mit dem Zementsteinvolumen ergab keine wesentliche Verbesserung des Zusammenhangs (Bild 2.111). Weiterhin versuchte er den CaO-Gehalt

(chemischer Parameter) und die Druckfestigkeit (physikalischer Parameter) zu kombinieren und so eine Bewertung zu ermöglichen. Wie aus Bild 2.112 zu erkennen ist, bringt dies keine wesentliche Verbesserung der Beurteilung. Auch bei der Untersuchung des Karbonatisierungsverhaltens von Spritzbeton ergaben sich keine verlässlichen quantitativen Zusammenhänge mit den Porenkennwerten (Bild 2.113).



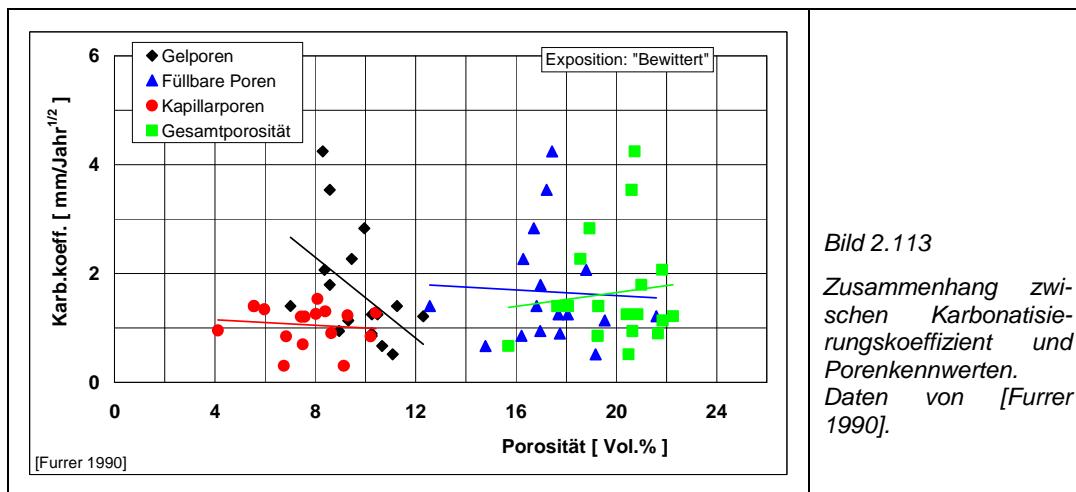


Bild 2.113

Zusammenhang zwischen Karbonatisierungskoeffizient und Porenkennwerten.  
Daten von [Furrer 1990].

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass es keine verlässlichen und gesicherten quantitativen Korrelationen zwischen physikalischen Parametern und dem Karbonatisierungswiderstand von Beton gibt.

Der Karbonatisierungswiderstand ist demzufolge als eigenständige Materialeigenschaft zu betrachten, die nur über eine Prüfung ermittelt werden kann.

## 2.10 Prüfverfahren

Im Folgenden werden das seit Mitte der 1980er Jahre in der Schweiz eingesetzte Schnellverfahren sowie die von CEN vorgelegten Prüfverfahren beschrieben. Weiter wird auf einige wenige andere Prüfverfahren eingegangen.

### 2.10.1 Schnellkarbonatisierung gemäss Cementbulletin CB 8/1988

Die Schnellkarbonatisierungsprüfung TFB ist im Cementbulletin Nr. 8/1988 [CB 1988] erstmals beschrieben worden. Seither wurde diese Prüfung von der TFB für eine Vielzahl von Aufträgen mit sehr unterschiedlichen Zielsetzungen eingesetzt. Sie wird teilweise auch von anderen Labors verwendet, wobei sich die Details der Durchführung etwas unterscheiden können. Die TFB AG entwickelte die Methode sukzessive weiter (z.B. mehrere Messtermine, Vorlagerung etc.).

Für die Schnellkarbonatisierungsprüfung TFB können Bohrkerne, Würfel oder Prismen mit unterschiedlichen Dimensionen verwendet werden. Es können Mörtel und Betone geprüft werden.

Das Prüfalter beträgt normalerweise 28 Tage, die Prüfdauer im Regelfall 36 Tage. Die Oberflächen der Probekörper, die nicht exponiert werden sollen, werden beschichtet.

Nach einer Vorkonditionierung der Probekörper im Labor (Trockenlagerung) werden die vorbereiteten (beschichteten) Probekörper in eine gut abgedichtete Prüfammer gebracht und einer Atmosphäre mit 100% CO<sub>2</sub> ausgesetzt (relative Luftfeuchtigkeit ca. 60%). Die Prüfung wird bei Labortemperatur (ca. 20 ± 2 °C) durchgeführt.

Unter den gegebenen Expositionsbefindungen gehorcht die Karbonatisierungsgeschwindigkeit dem Wurzel-Zeit-Gesetz.

Schon vor einiger Zeit wurde erkannt, dass die damit ermittelten Karbonatisierungskoeffizienten im Vergleich zu praktischen Erfahrungswerten und zu den Resultaten anderer Arbeiten zu tief ausfielen. Diese Feststellung war u.a. einer der Gründe, dieses Forschungsprojekt zu lancieren und nach Verbesserungen zu suchen. Ein anderer Grund waren die Bestrebungen auf europäischer Ebene, die Bestimmung des Karbonatisierungswiderstandes in europäischen Normen zu regeln.

## 2.10.2 Technische Spezifikation CEN/TS 12390-10:2007

CEN/TS 12390-10:2007 – Prüfung von Festbeton - Teil 10: Bestimmung des relativen Karbonatisierungswiderstandes von Beton [CEN 2007]

Im März 1997 erschien ein Bericht des CEN [CEN 1997] mit dem Titel "Measurement of the carbonation depth of hardened concrete". Die Erarbeitung dieses Berichts erfolgte im Auftrag des CEN TC 51 und des CEN TC 104, mit dem Ziel dazu eine Prüfnorm zu erarbeiten. Es dauerte dann mehr als 10 Jahre bis die Technische Spezifikation des CEN (CEN/TS) publiziert wurde. Eine CEN/TS ist eine Art Vornorm. Basis für den erwähnten Bericht waren Ringversuche zwischen verschiedenen europäischen Labors. Die gefundenen Werte für die Wiederholbarkeit und Vergleichbarkeit waren schlecht. Dies kann sicher zum Teil auf die stark unterschiedlichen CO<sub>2</sub>-Gehalte der Labors zurückgeführt werden, die zwischen 0.02 und 0.06% lagen. Die Auswirkung dieser Änderungen wird im **Kapitel 7** erläutert. Weiter waren auch die relativen Luftfeuchtigkeiten sehr unterschiedlich (50-70%).

Die Technische Spezifikation SN CEN/TS 12390-10:2007 [CEN 2007] legt ein Verfahren zur Prüfung des relativen Karbonatisierungswiderstandes von Beton fest. Dabei wird der Karbonatisierungswiderstand von Beton mit einer bekannten Festigkeit und einem bekannten Verhalten am vorgesehenen Verwendungsort (Umgebung) mit einem Beton der gleichen Festigkeit verglichen, dessen Verhalten in Bezug auf den Karbonatisierungswiderstand jedoch unbekannt ist. Eine Betonmischung mit am vorgesehenen Verwendungsort bekanntem Verhalten wird als Referenzbeton gewählt.

Die Prüfung wird unter kontrollierten Bedingungen bei einer (evtl. leicht erhöhten) Konzentration an CO<sub>2</sub> im Labor (Prüfumgebung A, CO<sub>2</sub>-Gehalt 0.035 % ± 0.005 %) oder unter natürlichen Bedingungen vor Regen geschützt (Prüfumgebung B) durchgeführt. Die Prüfung dauert 2 Jahre. Während dieser Zeit wird mehrmals die Karbonatisierungstiefe gemessen.

In der Schweiz liegen keine publizierten oder zugänglichen Erfahrungen oder Resultate mit dieser CEN/TS vor. Nur in sehr wenigen CEN-Mitgliedsländern gibt es dazu Berichte oder Erfahrungen (vorab UK, siehe z.B. [Jones 2006, 2010]).

Die Technische Spezifikation macht sehr rigorose Vorgaben für die Herstellung und Prüfung der Betone. Die Prüfung des Karbonatisierungswiderstandes nach dieser Norm ist sehr aufwändig und dauert 2 Jahre.

Die Prüfung gemäss dieser CEN/TS eignet sich nicht, um im Rahmen der Qualitätskontrolle eingesetzt zu werden. Sie dauert sehr lange, ist sehr aufwändig und damit teuer. Daneben gibt es weitere Kritikpunkte. Diese sind im Nationalen Anhang NA zur dieser CEN/TS aufgeführt.

## 2.10.3 Technische Spezifikation FprCEN/TS 12390-12:2010

CEN/TS 12390-12:2010 – Prüfung von Festbeton – Teil 12: Bestimmung des potentiellen Karbonatisierungswiderstandes von Beton: Beschleunigtes Karbonatisierungsverfahren [CEN 2010]

Seit der Publikation der CEN/TS 12390-10 wurde auf europäischer Ebene an einer Schnellprüfung (Nachbehandlung 28 Tage, Vorbehandlung: 14 Tage in Laborluft, Prüfung: 4.0 ± 0.5% CO<sub>2</sub>, 55% RL, 20 ± 2 °C, 70 Tage) gearbeitet. Die FprCE N/TS 12490-12 (Fassung vom November 2010) fiel jedoch in der Formellen Abstimmung im Jahre 2011 aus verschiedenen Gründen durch. Für mehrere Länder war der CO<sub>2</sub>-Gehalt von 4% zu hoch. Auch die Schweiz lehnte den Entwurf ab. Zum einen wurde die Bestimmung des relativen Karbonatisierungswiderstandes über eine einzelne Messung der Karbonatisierungstiefe nach 70 Tagen als ungenügend erachtet, zum anderen wurde die Prüfung im Verhältnis zum Ergebnis als zu aufwändig beurteilt. Aus schweizerischer Sicht sollte der für die Praxis wichtige Karbonatisierungskoeffizient ermittelt werden.

## 2.10.4 Prüfung gemäss Norm SN EN 13295:2004

SN EN 13295:2004 – Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken – Prüfverfahren – Bestimmung des Karbonatisierungswiderstandes [CEN 2004b].

Die Norm SN EN 13295:2004 ist Teil der Normenreihe für Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken. Die Norm ist in der Schweiz seit dem 1.12.2004 gültig. Die SN EN enthält keinen Nationalen Anhang, sondern lediglich das Standardvorwort des SIA.

Die Norm legt ein beschleunigtes Laborverfahren zur Messung des Widerstands gegen das Eindringen von Kohlendioxid in Produkte und Systeme für die Instandsetzung nach SN EN 1504-3 (Instandsetzungsmörtel: Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken – Definitionen, Anforderungen, Qualitätsüberwachung und Beurteilung der Konformität – Teil 3: Statisch und nicht statisch relevante Instandsetzung) fest.

Das Verfahren ist für die Beurteilung der Leistungseigenschaften von für die Instandsetzung verwendetem Einpressmörtel, Mörtel oder Beton ohne Schutzanstrich geeignet.

Der Karbonatisierungswiderstand eines Produkts oder Systems für die Instandsetzung wird mit einer beschleunigten Laborprüfung gemessen, bei der die Proben einer Umgebung mit 1% CO<sub>2</sub>, als Gas in Flasche, keine Toleranzangaben) einer Temperatur von (21 ± 2) °C und einer relativen Luftfeuchte von (60 ± 10) % ausgesetzt werden.

Die Prüfung muss an zwei parallelen Proben des Produkts oder Systems für die Instandsetzung durchgeführt und mit zwei Proben von einem Kontrollbeton (CEM I 42,5 R 360 kg/m<sup>3</sup>, w/z 0.45, 28d-Würfeldruckfestigkeit 50 ± 5 N/mm<sup>2</sup>) verglichen werden.

Die Probekörper und die Beton-Kontrollprobekörper müssen auf einen gleichmässigen Feuchtegehalt gebracht werden, indem sie so lange im Normalaborklima (Temperatur: 21 ± 2 °C, Luftfeuchtigkeit: 60 ± 10%) gelagert werden, bis die Änderung des Gewichts innerhalb eines Zeitraums von 24 h weniger als 0.2 % beträgt. Für dichte Mörtel und Betone kann dies mehrere Wochen dauern.

Nach der Konditionierung der Proben werden diese in den Reaktionsraum gebracht. Nach 56 Tagen Lagerung wird die Karbonatisierungstiefe bestimmt. Die Norm enthält genaue Vorgaben wie zu messen ist.

Die TFB AG wendet diese Prüfung regelmässig an. Die Mörtel müssen gemäss unseren Erfahrungen einen Karbonatisierungskoeffizienten unter etwa 3.0 bis 3.5 mm/Jahr<sup>1/2</sup> (bezogen auf 0.033% CO<sub>2</sub>) haben, um gegen den Kontrollbeton zu bestehen. Dieser Wert ist nicht sehr tief (siehe dazu **Kapitel 5**).

## 2.10.5 Weitere Prüfungen

Die Concrete Technology Unit der Universität von Dundee/UK hat seit den 1980er Jahren mit der Schnellkarbonatisierungsprüfung mit 4% CO<sub>2</sub> gearbeitet und ihre Kenntnisse in den Entwurf für die europäische Vornorm CEN/TS 12390-12 eingebracht.

In Deutschland gibt es keine Norm. Betone werden aber in der Regel mit 2% CO<sub>2</sub> geprüft (65% RL, 20 °C, 28 Tage). Details dazu sind z.B. in [Gehlen 2000] zu finden. Aus der Karbonatisierungstiefe nach 28 Tagen wird der inverse Karbonatisierungswiderstand R<sup>-1</sup><sub>ACC,0</sub> berechnet.

In den nordischen Ländern wird gemäss NT Build 357 [NT 1989] gearbeitet. Die Prüfung gemäss NT Build 357 wird mit 5% CO<sub>2</sub> durchgeführt. Nordtest ist eine private Organisation mit Sitz in Espoo, Finnland. In Portugal besteht eine eigene Vorschrift [LNEC 1993], die

sich an die die NT Build 357 anlehnt.

In Frankreich wird die Schnellkarbonatisierung nach der Empfehlung der AFPC-AFREM [AFPC-AFREM 1997] mit 50% CO<sub>2</sub> durchgeführt. Vorgängig werden die Proben zuerst mit Wasser gesättigt und danach bei erhöhten Temperatur getrocknet [Rozière 2007, LCPC 2002].

Weiterhin gibt es auch eine chinesische Norm, die mit 20% CO<sub>2</sub> arbeitet [Jiang 2000].

Die angesprochenen Prüfvorschriften unterscheiden sich in den Details sehr erheblich. Neben dem CO<sub>2</sub>-Gehalt sind Art und Dauer der Nach- und Vorbehandlung sehr unterschiedlich, was sich ganz erheblich auf den gemessenen Karbonatisierungswiderstand auswirkt und direkte Vergleiche erschwert oder sogar verunmöglicht.

## 2.11 Vorgaben für die Betonzusammensetzung

In der Schweiz wurden bisher, wie in den meisten europäischen Ländern, mit Vorgaben für die Betonzusammensetzung (Zementart und -gehalt, w/z-Wert) eine ausreichende Dauerhaftigkeit sichergestellt. Dieses Vorgehen muss in Anbetracht der Entwicklungen auf dem Zement- und Betonmarkt und der Ergebnisse der neueren Forschungsarbeiten grundsätzlich in Frage gestellt werden. Vorgaben an die Betonzusammensetzung haben den Vorteil, dass sie vordergründig im Vergleich zur Prüfung kostengünstiger und einfacher ist. Ob es langfristig auch nachhaltig ist, ist zu bezweifeln, da evtl. unnötige Anforderungen zu erfüllen sind und sinnvolle Innovationen gehemmt oder sogar verhindert werden. Vor diesem Hintergrund gab es in den letzten Jahren diverse Untersuchungen, einfache Vorgaben zu ermitteln. Nachfolgend ist dies an einem Beispiel erörtert.

Die britischen Empfehlungen zur Sicherung der Dauerhaftigkeit gegen Karbonatisierung unterscheiden gemäss [BSI 2006] nicht zwischen den Expositionsklassen XC3 und XC4. Die Vorgaben für die Hauptgruppe der zulässigen Zementarten sind in der **Tabelle 2.7** zusammengestellt. Für diverse Zementarten gemäss Norm SIA 197-1 gibt es keine Vorgaben (z.B. CEM II/A-M und /B-M, CEM II/A-T und /B-T, andere CEM IV/B-Zemente, CEM V/A und -B).

Da die Vorgaben gemäss dieser Tabelle in der Praxis schwierig umzusetzen sind, bestand die Absicht, dieses System durch Vorgaben an den Karbonatisierungswiderstand zu ersetzen. In einer sehr gross angelegten britischen Studie wurde dazu die Karbonatisierung von Betonen mit verschiedenen Zementarten, w/z-Werten und Gesteinskörnungen untersucht [Jones 2006, 2010, Kandasami 2008]. Ziel war es, im Hinblick auf die Revision der EN 206-1 bzw. der aktuelle geltenden Anforderungen gemäss [BSI 2006] eine Basis für das leistungsbezogene Entwurfsverfahren (Equivalent Durability Concept) für die Expositionsklassen XC3 und XC4 zu schaffen. Insbesondere sollte geklärt werden, ob mit bestimmten Vorgaben für Druckfestigkeit, w/z-Wert oder Zementgehalt das Ziel erreicht werden kann. Die Betonmischungen wurden so konzipiert, dass die Karbonatisierungsgeschwindigkeit für die Druckfestigkeitsklasse C 32/40 (englische Klasse), für den w/z-Wert von 0.55 und den Zementgehalt von 300 kg/m<sup>3</sup> interpoliert werden konnte. Die Betone wurden in verschiedenen britischen Betonwerken hergestellt.

**Tabelle 2.7** Anforderungen an die Zusammensetzung (w/z-Wert, Zementgehalt) und Druckfestigkeit für die Expositionsklassen XC3 und XC4 in Abhängigkeit von der Bewehrungsüberdeckung  $c_{nom}$  für die Hauptzementarten gemäss [BSI 2006]. Die Angaben gelten für: CEM I, CEM II/A-L, CEM II/A-LL, CEM II/A-S, CEM II/B-S, CEM II/A-D, CEM II/A-V und CEM II/B-V, CEM III/A und CEM III/B. Für CEM IV/B-V sind die Anforderungen höher (entsprechend einer Mehrüberdeckung von +5 mm).

$c_{nom, mm}$ 1)	Druckfestigkeitsklasse, N/mm <sup>2</sup>	w/z-Wert		Zementgehalt, kg/m <sup>3</sup>	
		Nutzungsdauer	Nutzungsdauer	Nutzungsdauer	Nutzungsdauer
		50 Jahre	100 Jahre	50 Jahre	100 Jahre
30	C40/50		0.45		340
35 <sup>1)</sup>	C30/37		0.55		300
40 <sup>2)</sup>	C28/35	C40/50	0.60	0.45	280
45	C25/30	C35/45	0.65	0.50	260
50	C25/30	C30/37	0.65	0.55	260
55	C25/30	C28/35	0.65	0.60	260
60	C25/30	C25/30	0.65	0.65	260
65		C25/30		0.65	260
70		C25/30		0.65	260
75		C25/30		0.65	260

1)  $c_{min} = c_{nom} - 10$  mm

2) Entspricht der Norm SIA 262 für XC3

3) Enspricht der Norm SIA 262 für XC4

Die „Zemente“ wurden mit CEM I (6 verschiedene Quellen) und mit verschiedenen Zusatzstoffen (Flugasche, Hütten sand, Silikastaub) hergestellt. Die Zusatzstoffe erfüllten die britischen Normen. Da die „Zemente“, abgesehen vom CEM I, bei der Betonherstellung gemischt wurden, wird hier nicht vom w/z-Wert, sondern vom w/B-Wert gesprochen. Der k-Wert war für alle Zusatzstoffe 1. Für die Betonherstellung wurden verschiedene Gesteinskörnungen verwendet.

Für die Untersuchungen wurden das an der Universität in Dundee entwickelte Schnellkarbonatisierungsverfahren (4% CO<sub>2</sub>, 55 % RL, 20 °C, 20 Wochen) und das CEN-Verfahren (0.035% CO<sub>2</sub>, 65 % RL, 20 °C, 2 Jahre) [CEN 2007] eingesetzt. Weiter wurden auch Proben unter Außenbedingungen gelagert.

Aus den im Bericht angegeben Karbonatisierungstiefen wurden die Karbonatisierungskoeffizienten berechnet. Um die Zahlenwerte vergleichbar zu machen, wurden die Karbonatisierungskoeffizienten der Schnellbewitterung auf einen CO<sub>2</sub>-Gehalt von 0.033 % umgerechnet. Auf die Umrechnung der Werte aus dem CEN-Verfahren wurde verzichtet, da der Unterschied zwischen 0.035 und 0.033% CO<sub>2</sub> für die nachfolgenden Überlegungen bedeutungslos ist.

Die nachfolgenden Bilder (**Bild 2.114 bis Bild 2.116**) zeigen, dass bei gleicher Druckfestigkeit, gleichem Zementgehalt oder gleichem w/B-Wert die Karbonatisierungskoeffizienten sehr unterschiedlich sind. Je nach Basis für den Vergleich fällt der Einfluss der Zusatzstoffe unterschiedlich aus. Zemente oder Zusatzstoffe, die zu einer höheren 28-Tage-Druckfestigkeit führen, können u.U. vergleichsweise hohe Karbonatisierungskoeffizienten aufweisen (siehe z.B. CEM II/A-D). Daraus folgt: Keine dieser Größen ist ein verlässlicher Massstab für den Karbonatisierungswiderstand von Betonen oder ein taugliches Mittel, um den Karbonatisierungswiderstand der Betone zu charakterisieren bzw. festzulegen. Die Wirkung der Zementart bzw. der Kombination Zement und Zusatzstoff dominiert das Verhalten (**Bild 2.117**).

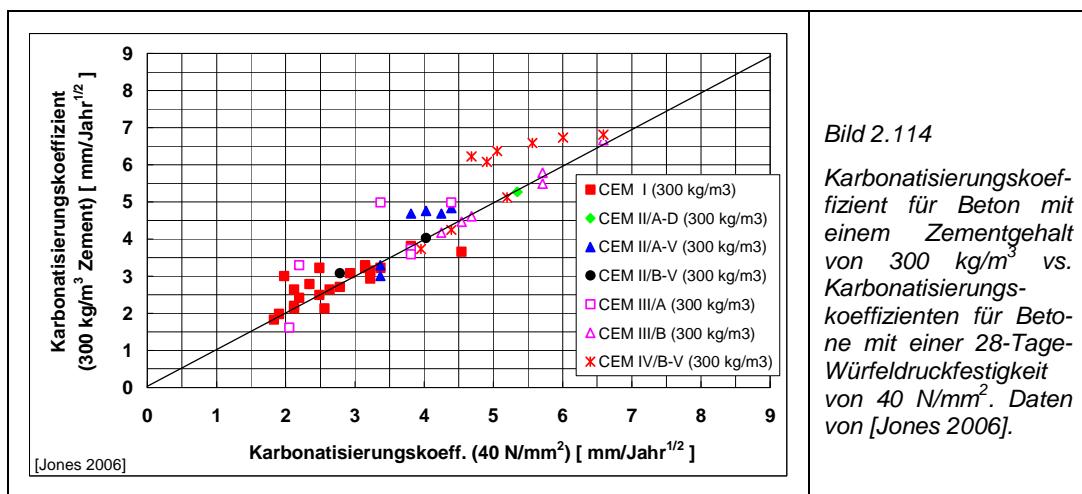
In der Untersuchung wurde auch festgestellt, dass die verschiedenen Karbonatisie-

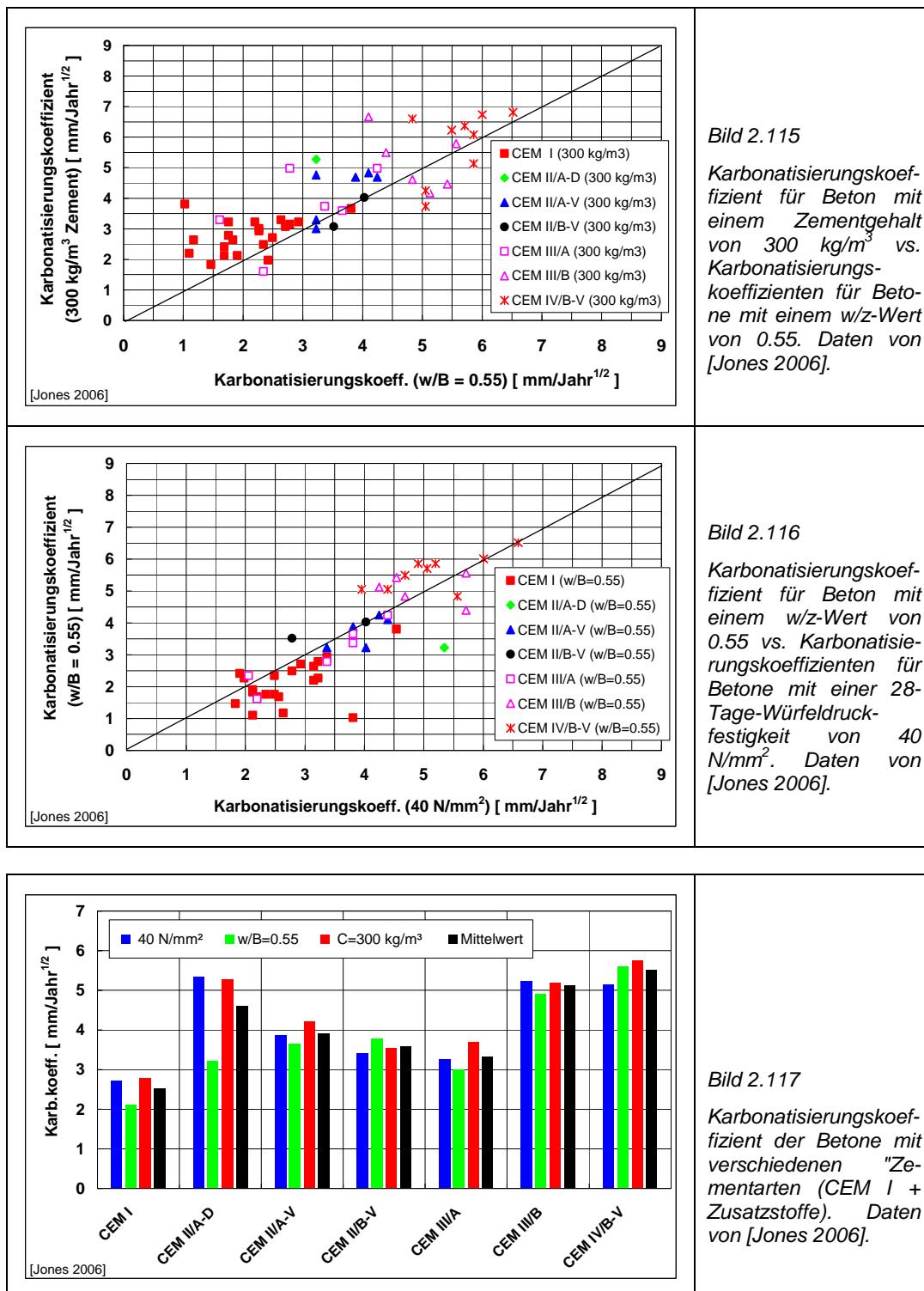
rungsprüfungen (CEN/TS 12390-10, unbewitterte Aussenlagerung und Schnellkarbonatisierung bei 4% CO<sub>2</sub>) nicht identische Resultate liefern. Die Autoren [Jones 2010] haben die Daten im Hinblick auf das Equivalent Durability Concept für die Korrosion infolge Karbonatisierung des Betons weiter analysiert und schlugen vor, den Beton mit 30% Flugasche und einem gewöhnlichen Verflüssiger als Referenzbeton zu nehmen. Dieser Beton weist bei der Schnellkarbonatisierungsprüfung (ACD, Accelerated Carbonation Depth) nach 10 Wochen eine Karbonatisierungstiefe von 19.5 mm (umgerechnet auf 0.033% CO<sub>2</sub> entspricht dies einem Karbonatisierungskoeffizienten von 4.04 mm/Jahr<sup>1/2</sup>, bei der Umrechnung auf 0.04% CO<sub>2</sub> einem Wert von 4.45 mm/Jahr<sup>1/2</sup>). Die Karbonatisierungstiefe von 19.5 mm bei der ACD-Messung wurde als gleichwertig eingestuft wie eine Karbonatisierungstiefe von 8.5 mm (3.80 mm/Jahr<sup>1/2</sup> bei 0.033% CO<sub>2</sub>) bei der 5-jährigen unbewitterten Aussenlagerung in Ringwood (ROS, Ringwood Outdoor Sheltered). Danach haben sie die Ergebnisse der verschiedenen Betone gemäss **Bild 2.118** eingeteilt und festgestellt, dass die Betone mehrheitlich in den Zonen I und II liegen. Eine gegenüber der natürlichen Bewitterung schlechtere Beurteilung ergeben sich bei 10 bis 20% der Betone, je nach Vergleichsbasis:

- Basis 40 N/mm<sup>2</sup>: 15% in der Zone II
- Basis w/z 0.55: 10% der Betone in der Zone II.
- Basis 300 kg/m<sup>3</sup> Zement: 20% der Betone in der Zone II.

Weiter wurde festgestellt, dass die Betone mit CEM I, CEM II/A-B, CEM II/B-V und CEM III/A sich mehrheitlich in der Zone I befinden, die Betone mit CEM III/B vorab in der Zone II und die Betone mit CEM IV/B-V vorab in der Zone III. Die Autoren schliessen daraus, dass bei einigen Betonen noch Reserven vorhanden sind, andere hingegen noch verbessert werden müssen. In der gefährlichen Zone IV befanden sich ausschliesslich die Betone mit dem oolithischen (porösen) Kalkstein.

Die Daten wurden weiter gemäss *fib Model Code for Service Life Design* [fib 2006] ausgewertet. Die Autoren kamen dabei zum Schluss, dass das Modell ungenügend ist. Auf Grund der Sensitivitätsanalyse der vom Model Code vorgeschlagenen Gleichungen für den Einfluss der Betonfeuchtigkeit, der Nachbehandlung und der Nasszeit (Anteil Tage mit Regen  $\geq 2$  mm pro Jahr) kommen sie zum Schluss, dass im Wesentlichen nur die Nachbehandlung eine Rolle spielt. Auf Grund dieser Ergebnisse, schlugen sie ein vereinfachtes und in Abweichung vom Model Code vor, nicht das  $\sqrt{t}$ -Gesetz ( $b = 0.5$ ) zu verwenden, sondern für den Zeitexponenten  $b$  den Wert von 0.4 einzusetzen.





<b>Natürliche Exposition ROS (5 Jahre)</b>	<b>Zone IV</b> a) Beton schlechter als Referenzbeton. Beton muss verbessert werden! b) Betone verhalten sich unter natürlichen Expositionenbedingungen schlechter als bei der Schnellprüfung. ➔ <b>ACHTUNG!</b>	<b>4.04 mm/Jahr<sup>1/2</sup></b>	<b>Zone III</b> a) Beton schlechter als Referenzbeton. Beton muss verbessert werden! b) Betone verhalten sich in beiden Prüfverfahren ähnlich.
	<b>Grenzwert: 8.5 mm;</b>	<b>3.80 mm/Jahr<sup>1/2</sup></b>	
<b>Zone I</b> a) Beton besser als Referenzbeton. b) Betone verhalten sich in beiden Prüfverfahren ähnlich.	<b>Grenzwert 19.5 mm;</b>	<b>Zone II</b> a) Betone verhalten sich in der Schnellprüfung schlechter als unter natürlichen Expositionenbedingungen. ➔ <b>Unterschätzung, aber kein Risiko!</b>	
			<b>Schnellprüfung ACD (10 Wochen)</b>

*Bild 2.118 Beurteilung des Karbonatisierungswiderstandes von Betonen im Vergleich zum Referenzbeton [Jones 2010]. ACD: Accelerated Carbonation Depth (Prüfung in Anlehnung an die EN 12390-12: 4% CO<sub>2</sub>, 10 Wochen). ROS: Ringwood Outdoor Sheltered (unbewitterte Außenlagerung in Ringwood).*

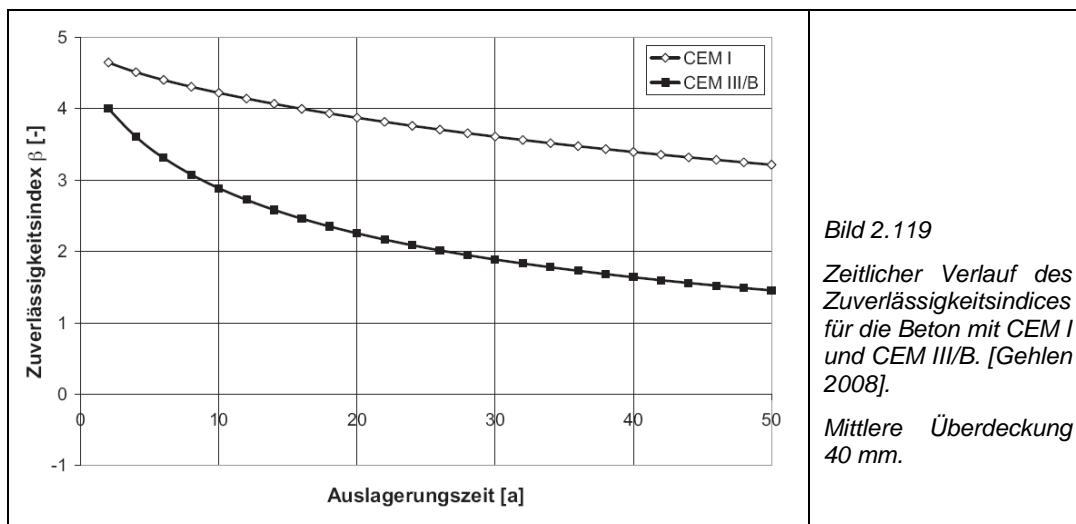
Auch Portugal geht den in der Norm EN 206-1 vorgezeichneten Weg mit Vorgaben für die Betonzusammensetzung. Es legt dann aber in der Empfehlung LNEC E-465 [LNEC 2005a] z.B. für die XC-Expositionsklassen weiter fest, dass der Nachweis der gleichwertigen Leistungsfähigkeit mit der Schnellkarbonatisierungsprüfung gemäss der portugiesischen Prüfvorschrift [LNEC 1993] (in Anlehnung an NT Build 357 [NT 1989]) mit 5% CO<sub>2</sub> und der Sauerstoffpermeabilitätsprüfung nachzuweisen ist. Dabei müssen die Werte der Prüfmischung 30% besser sein als jene der Referenzmischung. Bei der Karbonatisierungsprüfung wird der Wert R<sub>C65</sub> (in kg Jahr/m<sup>5</sup>) ermittelt. Parallel dazu wird in der Norm LNEC E-465 [LNEC 2005b] ein Verfahren festgelegt, um die Dauerhaftigkeit basierend auf statistischen Grundlagen zu bemessen. Die beiden Ansätze wurden verschiedentlich vorgestellt und kommentiert [Gonçalves 2007, Ribeiro 2009, Monteiro 2012]. Sie liefern nicht identische Ergebnisse. In der **Tabelle 2.8** sind für die Expositionsklassen XC2 bis XC4 die Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand zusammengestellt. Die Karbonatisierungskoeffizienten wurden aus den Werten für R<sub>C65</sub> berechnet. Die Anforderungsklassen S, die Zuverlässigkeitsskalen R und die Vorgaben für die Betondeckung (c<sub>min,dur</sub>; c<sub>nom</sub> = c<sub>min,dur</sub> + 10 mm) sind in der Norm SN EN 1992-1-1:2004 [CEN 2004a] definiert. Die maximal zulässigen Karbonatisierungskoeffizienten für XC3 und XC4 liegen, je nach Anforderungs- und Zuverlässigkeitsskala sowie Nutzungsdauer zwischen 2.7 und 5.1 mm/Jahr<sup>1/2</sup>. Portugiesische Forscher der Universität Lissabon [Monteiro 2012] kritisieren die Empfehlung LNEC E-465 als zu komplex und schlagen stattdessen eine vereinfachte Beziehung mit einem Zeitexponenten von 0.41 vor.

**Tabelle 2.8** Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand gemäss portugiesischen Normen [Gonçalves 2007]. Die Umrechnung auf die Werte für  $K_N$  sind vom Autor. XC4-DR: dry region, XC4-HR: humid region.

Randbedingungen	Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand									
	$R_{C65}$	$K_N$	$R_{C65}$	$K_N$	$R_{C65}$	$K_N$	$R_{C65}$	$K_N$		
	kg Jahr/m <sup>5</sup>	mm/Jahr <sup>1/2</sup>	kg Jahr/m <sup>5</sup>	mm/Jahr <sup>1/2</sup>	kg Jahr/m <sup>5</sup>	mm/Jahr <sup>1/2</sup>	kg Jahr/m <sup>5</sup>	mm/Jahr <sup>1/2</sup>		
Expositionsklasse	<b>XC2</b>		<b>XC3</b>		<b>XC4-DR</b>		<b>XC4-HR</b>			
<b>Anforderungsklasse S4</b>										
Überdeckung $c_{min,dur}$ , mm	25		25		30					
E 464, R2, 50 Jahre <sup>1)</sup>	54/120	5.1/3.5	95/205	3.9/2.7	95/205	3.9/2.7	95/205	3.9/2.7		
E 465, R2, 50 Jahre	24	7.7	56	<b>5.1</b>	73	<b>4.4</b>	90	<b>4.0</b>		
E 465, R3, 100 Jahre	42	5.9	127	<b>3.4</b>	171	<b>2.9</b>	188	<b>2.8</b>		
<b>Anforderungsklasse S6</b>										
Überdeckung $c_{min,dur}$ , mm	35		35		40					
E 464; R3, 100 Jahre <sup>1)</sup>	54/120	5.1/3.5	95/205	3.9/2.7	95/205	3.9/2.7	95/205	3.9/2.7		
E 465, R3, 100 Jahre	21	8.3	65	<b>4.7</b>	96	<b>3.9</b>	106	<b>3.7</b>		

1) Je nach Zementart

In Deutschland werden im Einzelfall probabilistische Verfahren angewendet [DAfStb 2008, Gehlen 2008, Proske 2008, 2009, Graubner 2010]. **Bild 2.119** zeigt den Verlauf des Zuverlässigkeitssindizes für Beton mit CEM I und jenen mit CEM III/B ( $w/z = 0.60$ ). Für die Berechnung wurden für den Beton mit CEM I der inverse Karbonatisierungswiderstand  $R_{ACC,0}^{-1}$  mit 4.23 und für den Beton mit CEM III/B ein Wert von 25.24  $[(mm^2/a)/(kgCO_2/m^3)]$  eingesetzt. Gemäss [DAfSTB 2008] wird für diese Expositionsklasse ein Zuverlässigkeitssindex von  $\geq 1.5$  gefordert. Die Werte für  $R_{ACC,0}^{-1}$  entsprechen beim Beton mit CEM I einem Karbonatisierungskoeffizienten von ca. 2.3, beim Beton mit CEM III/B einem Wert von ca. 5.2  $mm/Jahr^{1/2}$ . Das vorgeschlagene Modell wurde verschiedentlich als ungenügend beurteilt [Jones 2010, Bertolini 2012].



In verschiedenen Arbeiten haben Proske und Graubner [Proske 2008, 2009, 2012, Graubner 2010] den probabilistischen Ansatz gemäss [DAfStb 2008] genutzt, um die Leistungsfähigkeit verschiedener Betone ohne und mit Zusatzstoffen sowie einem, gemäss deutschen Vorgaben berechneten,  $w/z_{\text{äqu}}$ -Wert zwischen 0.60 und 1.28 zu untersuchen. Sie kamen zum Schluss, dass für die Expositionsklasse XC4 ( $c_{\text{nom}} 40 \text{ mm}$ , Nutzungsdauer 50 Jahre, Zuverlässigkeitssindex 1.5) der maximale inverse Karbonatisierungswiderstand des Betons  $35 \cdot 10^{-11} [(m^2/s)/(kgCO_2/m^3)]$  betragen darf. Dieser Wert entspricht einem Karbonatisierungskoeffizienten von etwa  $4 \text{ mm/Jahr}^{1/2}$ . Gemäss [Proske 2009, 2012] kann dies mit

einem Zementgehalt von mindestens  $150 \text{ kg/m}^3$  erreicht werden. Gemäss **Bild 2.120** wird dieser Wert von mehreren Zement-Zusatzstoff-Kombinationen überschritten.

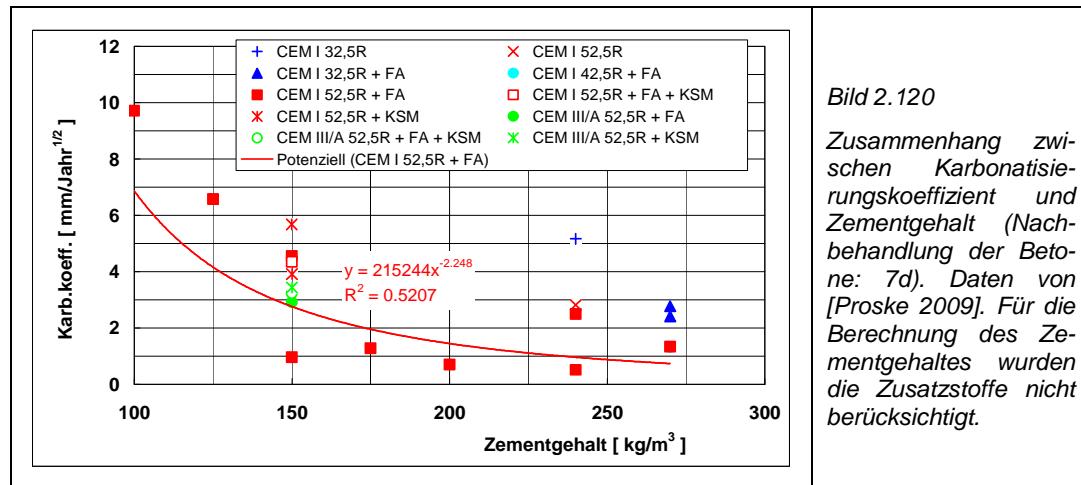


Bild 2.120

Zusammenhang zwischen Karbonatisierungskoeffizient und Zementgehalt (Nachbehandlung der Betone: 7d). Daten von [Proske 2009]. Für die Berechnung des Zementgehaltes wurden die Zusatzstoffe nicht berücksichtigt.

In der japanischen Bemessungsnorm [JSCE] wird der Nachweis verlangt, dass die Karbonatisierung innerhalb der Nutzungszeit bis maximal 10 mm vor die Bewehrung vordringt. Die Berechnung des Karbonatisierungsfortschrittes erfolgt mit experimentell ermittelten Karbonatisierungskoeffizienten und mit dem  $\sqrt{t}$ -Gesetz. In **Bild 2.121** ist der Bemessungswert für die Bewehrungsüberdeckung  $c_d$  gegen den  $w/z$ -Wert bzw. den  $w/(z + k \cdot ZS)$ -Wert dargestellt. Für Flugaschen ist der  $k$ -Wert Null und für Hüttensandmehle 0.7. Der Bemessungswert  $c_d$  muss um den Ausführungsfehler  $\Delta c_e$  erhöht werden. Die Norm macht dazu keine Angaben. Geht man von 10 mm aus, entspricht  $c_d + \Delta c_e$  der nominellen Bewehrungsüberdeckung  $c_{nom}$  gemäss Norm SIA 262.

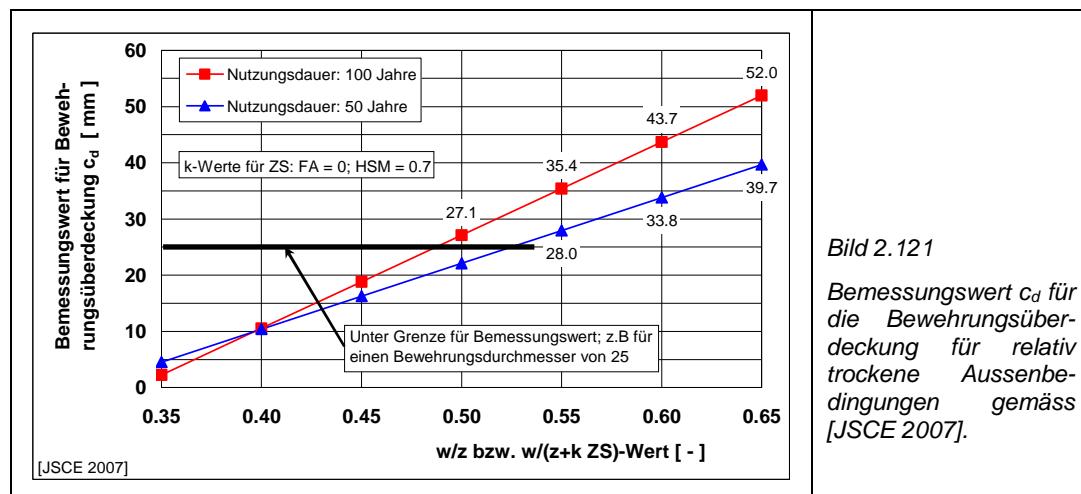


Bild 2.121

Bemessungswert  $c_d$  für die Bewehrungsüberdeckung für relativ trockene Außenbedingungen gemäss [JSCE 2007].

## 2.12 Zusammenfassung der Erkenntnisse aus der Literaturrecherche

Die umfangreiche Auswertung von publizierten Labor- und Felduntersuchungen führten zu den folgenden Erkenntnissen hinsichtlich der Karbonatisierung von Betonen:

- Es gibt keine international anerkannte Schnellprüfung. Insbesondere die Frage des  $\text{CO}_2$ -Gehaltes bei der Prüfung sowie die Nach- und Vorbehandlung der Prüfkörper ist umstritten. Kontrovers wird weiter diskutiert, ob der potenzielle oder der effektive, in der Praxis realisierbare, Karbonatisierungswiderstand geprüft werden soll.
- Mit zunehmender Luft- bzw. Betonfeuchtigkeit nimmt die Karbonatisierungsgeschwindigkeit ab.
- Mit zunehmender Temperatur nimmt die Karbonatisierungsgeschwindigkeit zu.
- Bei Aussenlagerungen gilt das einfache  $\sqrt{t}$ -Gesetz nicht mehr. Unter unbewitterten und bewitterten Aussenbedingungen karbonatisieren Betone deutlich langsamer als unter Laborbedingungen (erhöhte Luft- bzw. Betonfeuchtigkeit, tiefere Temperatur). Bei unbewitterten Bedingungen liegt der Karbonatisierungskoeffizient bei etwa 80% des Laborwertes. Zudem kann anstelle des einfachen  $\sqrt{t}$ -Gesetzes (Zeitexponent 0.50) mit einem Zeitexponenten von 0.40 gerechnet werden. Bei bewitterten Verhältnissen sind die entsprechenden Werte tiefer. Genauere Angaben dazu sind nicht möglich, da viele Ergebnisse an Prüfkörpern ermittelt wurden, die für die realen Verhältnisse nicht repräsentativ oder aussagekräftig sind.
- Der  $w/z$ - bzw.  $w/z_{eq}$ -Wert, die Zementart und allfällige Zusatzstoffe des Typs II gemäss SN EN 206-1 haben einen entscheidenden Einfluss auf den Karbonatisierungswiderstand. Luftporenhaltige Betone haben einen geringeren Karbonatisierungswiderstand als die gleichen Betone ohne künstlich eingeführte Luftporen.
- Der Zement- und Bindemittelgehalt spielen, bei konstantem  $w/z$ -Wert, keine oder nur eine sehr untergeordnete Rolle. Dies gilt auch für den  $w/z_{eq}$ - oder  $w/B$ -Wert, sofern das Verhältnis Zement zu Zusatzstoff nicht verändert wird. Ähnliches gilt auch für das Zementleimvolumen. Diese Beurteilung gilt vermutlich nur bis zum einem unteren kritischen Portlandzementklinkergehalt. Wo dieser Wert genau liegt, kann auf Grund der vorliegenden Ergebnisse nicht gesagt werden. Möglicherweise können diese Grenzen aus betontechnologischen Gründen nicht ermittelt werden (Betonen sind nicht herstellbar).
- Die Art der Zusatzmittel, von gefügedichten Gesteinskörnungen und des Betons (z.B. SVB) haben einen verhältnismässig kleinen Einfluss. Betone mit Mischabbruchgranulat oder Blähglas können einen erheblich geringeren Karbonatisierungswiderstand aufweisen (insbesondere dann, wenn sie einmal austrocknen können).
- Die Verlängerung der Nachbehandlung von 1 auf 7 Tage reduziert den Karbonatisierungskoeffizienten ganz erheblich. Die Verlängerung von 7 auf 28 Tage bewirkt nur noch eine geringe Verbesserung. Die Zementart hat dabei einen wesentlichen Einfluss.
- Die Karbonatisierungsfront verläuft immer mehr oder weniger ungleichmässig.
- Die verstärkte Karbonatisierung der Kanten (so genannter Kanteneffekt) nimmt mit zunehmender Karbonatisierungstiefe ab und kann mit dem Interaktionskoeffizienten beschrieben werden.
- Zwischen Karbonatisierungskoeffizient und physikalischen Parametern (z.B. Druckfestigkeit, Porenkennwerte, Gaspermeabilität) und chemischen Grössen ( $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalent und  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Gehalt) sind keine oder nur sehr schwache Zusammenhänge vorhanden. Keiner der Parameter eignet sich für eine Beurteilung. Der Karbonatisierungswiderstand ist daher als eigenständige Eigenschaft von Beton zu betrachten und mit einer eigenen Prüfung zu beurteilen.
- Bei den Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand von Betonen gehen die einzelnen Länder sehr unterschiedlich vor. Mehrheitlich werden Anforderungen an die Betonzusammensetzungen gestellt. Teilweise wird dies kombiniert mit Anforderungen an die Druckfestigkeit und Bewehrungsüberdeckung. In einigen wenigen Ländern bestehen Normen oder Empfehlungen.

## 3 Untersuchungen

### 3.1 Betonmischungen

Für die Vorversuche (Phase 1) wurden die Betone gemäss **Tabelle 3.1** für die Hauptversuche (Phase 2) die Betone gemäss **Tabelle 3.2** hergestellt und geprüft. Für die Betonzusammensetzung wurden die Vorgaben der SN EN 206-1, Tabelle NA.3, zu Grunde gelegt. Die Zemente CEM I und III/B wurden von der JCF, Wildegg, die übrigen Zemente von der Holcim (Schweiz) AG bezogen. Die Gesteinskörnung (Sand und Kies) stammte aus dem schweizerischen Mittelland. Das Maximalkorn betrug 32 mm. Als Fliessmittel wurde Viscrete 3082 und als Luftporenbildner FRO-5-A der Sika AG, Zürich, eingesetzt. Die Betone wurden in einem 220-Liter-Mischer hergestellt.

*Tabelle 3.1 Betonmischungen für die Vorversuche.*

Mischung Nr.	Expositi-onsklasse	Zement		w/z-Wert	Künstliche Luftporen
		Art	Gehalt, kg/m <sup>3</sup>		
AGB 11	XC4	CEM I 42,5 N	300	0.50	Nein
AGB 12	XC4	CEM III/B 42,5 L-LH HS	300	0.50	Nein

*Tabelle 3.2 Betonmischungen für die Hauptversuche.*

Mischung Nr.	Expositi-onsklasse	Zement		w/z-Wert	Künstliche Luftporen
		Art	Gehalt, kg/m <sup>3</sup>		
AGB21	XC3	CEM I 42,5 N	280	0.60	Nein
AGB22	XD3, XF4	CEM III/B 42,5 L-LH-HS	320	0.45	Ja
AGB24	XC4	CEM II/A-LL 42,5 N	300	0.50	Nein
AGB25	XD3, XF4	CEM II/A-LL 42,5 N	320	0.45	Ja
AGB26	XC3	CEM II/B-LL 32,5 R	280	0.60	Nein
AGB27	XC4	CEM II/B-LL 32,5 R	300	0.50	Nein
AGB28	XD3, XF4	CEM II/B-LL 32,5 R	320	0.45	Ja
AGB29	XC3	CEM II/B-M (T-LL) 42,5 N	280	0.60	Nein
AGB30	XC4	CEM II/B-M (T-LL) 42,5 N	300	0.50	Nein

### 3.2 Prüfungen

#### 3.2.1 Frischbetonprüfungen

Im Rahmen der Frischbetonprüfungen wurden die Luft- und Betontemperatur, die Rohdichte, der Luftgehalt und das Ausbreitmass ermittelt und die für die Festbetonprüfungen nötigen Prüfkörper hergestellt. Die Prüfungen wurden gemäss den geltenden SN EN-Normen durchgeführt.

#### 3.2.2 Physikalische Prüfungen

Es wurden folgende physikalischen Prüfungen durchgeführt:

- Druckfestigkeit gemäss SN EN 12390-3 (nur orientierend an einem Würfel)
- Wasserleitfähigkeit (inkl. Porenkennwerte) gemäss Norm SIA 262/1 [SIA 2003b], Anhang A
- Gaspermeabilität gemäss Cembureau-Methode.

Die Prüfkörper wurden bis zur Prüfung teilweise gemäss SN EN 12390-2 (Wasser, 20 °C), teilweise im Schwindraum (70% RL, 20 °C) gelagert.

### 3.2.3 Chemische Prüfungen (Na, K, Ca)

Es wurde folgende chemische Analysen durchgeführt:

- säure- und wasserlöslicher Na<sub>2</sub>O-Gehalt gemäss Norm SN EN 196-2, im Alter von 28 bzw. ca. 37 und teilweise nach 180 Tagen
- säure- und wasserlöslicher K<sub>2</sub>O-Gehalt gemäss Norm SN EN 196-2, im Alter von 28 bzw. 37 und teilweise nach 180 Tagen
- Gehalt an Ca(OH)<sub>2</sub> mittels thermogravimetrischer Analyse (TGA), im Alter von 28 bzw. 37 und teilweise nach 180 Tagen.

Die Bestimmungsgrenzen liegen beim wasserlöslichen K<sub>2</sub>O - und Na<sub>2</sub>O-Gehalt bei 0.01 M.%, beim säurelöslichen K<sub>2</sub>O-Gehalt bei 0.03 M.%, beim säurelöslichen Na<sub>2</sub>O-Gehalt bei 0.2 M.%. Beim wasserlöslichen Na<sub>2</sub>O<sub>aq</sub> liegt die Bestimmungsgrenze bei 0.02 M.%, beim säurelöslichen Na<sub>2</sub>O<sub>aq</sub> bei 0.04 M.%.

Die Bestimmung des Ca(OH)<sub>2</sub>-Gehaltes wurde teilweise mit FT-IR wiederholt. Es konnte keine wesentlichen Abweichungen zur TGA gefunden werden.

### 3.2.4 Karbonatisierungsprüfungen

Die Karbonatisierungsprüfungen wurde an Prismen mit den Abmessungen 120 mm x 120 mm x 360 mm durchgeführt. Die Herstellung erfolgt gemäss SN EN 12390-2, wobei aber die Nachbehandlung variiert wurde.

Für die Vorversuche wurden folgende Bedingungen für die Karbonatisierung der Betone gewählt:

a) Schnellkarbonatisierung ohne Vortrocknung der Prüfkörper

- Nachbehandlung der Proben ohne Vortrocknung:
  - 1 Tag in Schalung, danach bis zum 28. Tag im Schwindraum
  - 1 Tag in Schalung, 6 Tage im Wasser, danach bis zum 28. Tag im Schwindraum
- Beginn der Karbonatisierungsprüfungen im Alter von 28 Tagen
- Karbonatisierungsprüfungen bei 100, 10 und 1 % CO<sub>2</sub> sowie im Schwindraum unter natürlichen Bedingungen.

b) Schnellkarbonatisierung mit Vortrocknung der Prüfkörper

- Nachbehandlung der Proben mit Vortrocknung:
  - 1 Tag in Schalung, danach bis zum 28. Tag im Schwindraum
  - 1 Tag in Schalung, 6 Tage im Wasser, danach bis zum 28. Tag im Schwindraum
  - 1 Tag in Schalung, danach bis zum 28. Tag im Wasser
- Vorbehandlung: nach 28 Tagen Beginn der Vortrocknung der Proben (18 Tage bei 60 °C)
- Beginn der Karbonatisierungsprüfungen im Alter von 49 Tagen
- Karbonatisierungsprüfungen bei 100, 10 und 1 % CO<sub>2</sub> sowie im Schwindraum unter natürlichen Bedingungen.

Auf Grund der Ergebnisse der Vorversuche wurden die Bedingungen für die Karbonatisierungsprüfungen im Rahmen der Hauptversuche neu festgelegt:

- Nachbehandlung und Vorbehandlung der Proben:
  - 1 Tag in Schalung, bis zum Start der Prüfung im Schwindraum; Alter bei Beginn der Prüfung: 28 Tage
  - 1 Tag in Schalung, 6 Tage im Wasser, bis zum Start der Prüfung im Schwindraum; Alter bei Beginn der Prüfung: 28 Tage
  - 1 Tag in Schalung, 27 Tage im Wasser, danach 14 Tage bis zum Start der Prüfung im Schwindraum; Alter bei Beginn der Prüfung: 42 Tage
- Karbonatisierungsprüfungen bei 4 und 1 % CO<sub>2</sub> sowie im Schwindraum unter natürlichen Bedingungen.

Der Gehalt von 4% CO<sub>2</sub> wurde gewählt, da dieser aus physiologischen Gründen noch nicht sehr kritisch ist (siehe **Kapitel 2.3**) und er bereits für ein europäisches Prüfverfahren vorgeschlagen wurde [CEN 2010].

Die Bedingungen der Nachbehandlung und Vorlagerung sind in der **Tabelle 3.3** zusammengefasst.

**Tabelle 3.3** Beschreibung der Nach- und Vorbehandlung des Betons vor Beginn der Karbonatisierungsprüfungen.

Abkürzung	Nachbehandlung (NB)	Vorbehandlung	Alter bei Prüfbeginn
<b>A-A</b>	1 Tag in Schalung ( <b>NB 1d</b> )	27 Tage im Schwindraum (70% RL)	28 Tage
<b>B-A</b>	1 Tag in Schalung, 6 Tage Wasser ( <b>NB 7d</b> )	21 Tage im Schwindraum (70% RL)	28 Tage
<b>C-B</b>	1 Tag in Schalung, 27 Tage Wasser ( <b>NB 28d</b> )	14 Tage im Schwindraum (70% RL)	42 Tage
<b>V</b>	A, B oder C	Trocknung der Prüfkörper im Alter von 28 Tagen bei 60 °C, 18 Tage	49 Tage

Für die Bezeichnung der Prüfkörper wurde folgende, an den folgenden Beispielen gezeigte Systematik gewählt:

AGB21 A-A: Nachbehandlung A, Vorbehandlung A (**Abkürzung: NB 1d**)

AGB21 B-A: Nachbehandlung B, Vorbehandlung A (**Abkürzung: NB 7d**)

AGB21 C-B: Nachbehandlung C, Vorbehandlung B (**Abkürzung: NB 28d**)

Die Temperatur während der Lagerung im Wasser und im Schwindraum betrug 20 °C. Die relative Luftfeuchtigkeit (RL) im Schwindraum betrug ca. 70% (**Bild 3.1**).

Es bestand die Absicht, die Karbonatisierung im Schwindraum als Referenzverfahren zu verwenden. Einzelne Messungen bei den Arbeiten während der Vorversuche zeigten aber, dass der CO<sub>2</sub>-Gehalt im Schwindraum sehr stark schwankt. Das **Bild 3.1** zeigt die grossen Schwankungen. Die Zunahme des CO<sub>2</sub>-Gehaltes ist auf die Anwesenheit von Personen, die Abnahme bis weit unter den natürlichen Wert auf die Einlagerung von frischen Betonprüfkörpern zurückzuführen. Frischer Beton nimmt sehr viel CO<sub>2</sub> auf.

Bei den Vorversuchen waren aber auch die CO<sub>2</sub>-Gehalte für 1, 4 und 10% CO<sub>2</sub> nicht konstant (**Bild 3.2**). Während der Durchführung der Vorversuche bestand die Schwierigkeit, einen konstanten CO<sub>2</sub>-Gehalt einzustellen. Die manuelle Regulierung mittels Gasblende (Gasteiler), mit der die Volumenströme von trockener Druckluft (wasserfrei) und dem 100% CO<sub>2</sub>-Gas gemischt wurden, war ungenügend. Die Ursache hierfür liegt dabei beim Druck vor der Blende, der sich insbesondere wegen dem variablen CO<sub>2</sub>-Druck der Gasflasche zeitlich veränderte. Zudem waren die verwendeten CO<sub>2</sub>-Sensoren nicht ausreichend stabil und genau.

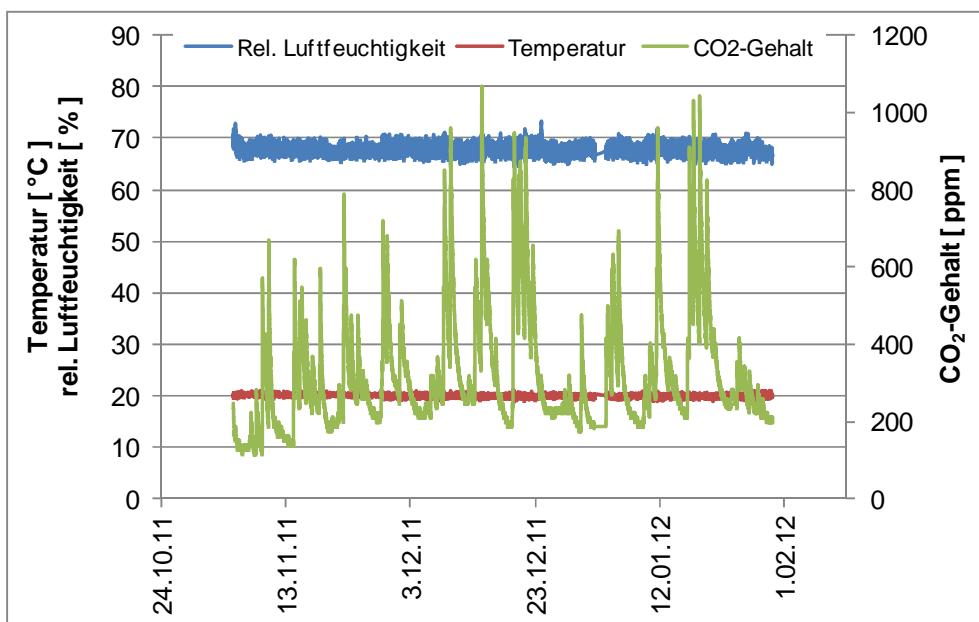
Der CO<sub>2</sub>-Gehalt für die Schnellkarbonatisierung bei 100% CO<sub>2</sub> konnte gut eingehalten werden und lag im Mittel bei 99.9%.

Wegen diesen Schwierigkeiten wurde bei den Hauptversuchen der CO<sub>2</sub>-Gehalt im Schwindraum kontinuierlich gemessen. Der Mittelwert lag dabei bei etwa 320 ppm mit einer Standardabweichung von 150 ppm. Dieser Wert wurde auch für die Auswertung der Resultate der Vorversuche übernommen.

Für die Hauptversuche wurden neue Schnellkarbonatisierungskammern gebaut und die angestrebten CO<sub>2</sub>-Gehalte von 1 und 4% mit kalibrierten Sensoren kontinuierlich gemessen und über Ventile automatisch geregelt. Mit diesem System konnten die CO<sub>2</sub>-Gehalte

gut konstant gehalten werden (**Bild 3.3**). Einzelne Ausfälle traten aber auch hier auf. Um auch diese weitestgehend zu vermeiden, wurde ergänzend ein Alarm eingebaut, der ein rasches Eingreifen ermöglichte.

Die Luftfeuchtigkeit im Schwindraum wird mit einem Klimagerät automatisch auf  $\leq 70\%$  geregelt. In den Schnellkarbonatisierungskammern wurde die Luftfeuchtigkeit in den Vorversuchen und zu Beginn der Hauptversuche mit einer Ammoniumnitrat-Lösung konstant auf 65% gehalten. Es zeigte sich aber, dass dies ungenügend ist und beim Einlagern von mehreren Prüfkörpern zu langsam reagiert. Für den Grossteil der Hauptversuche wurde die Luftfeuchtigkeit daher kontinuierlich mit trockener Druckluft und einem Wasservernebler reguliert. Im Mittel konnte die angestrebte Luftfeuchtigkeit  $\leq 60\%$  eingehalten werden (**Bild 3.4**). Es traten aber auch hier immer wieder grössere Abweichungen auf, weshalb auch hier, wie beim  $\text{CO}_2$ , ein Alarm ausgelöst wird, wenn die Luftfeuchtigkeit gewisse Grenzwerte über- oder unterschreitet.



*Bild 3.1 Zeitlicher Verlauf des  $\text{CO}_2$ -Gehaltes, der Temperatur und der relativen Luftfeuchtigkeit im Schwindraum der TFB AG.*

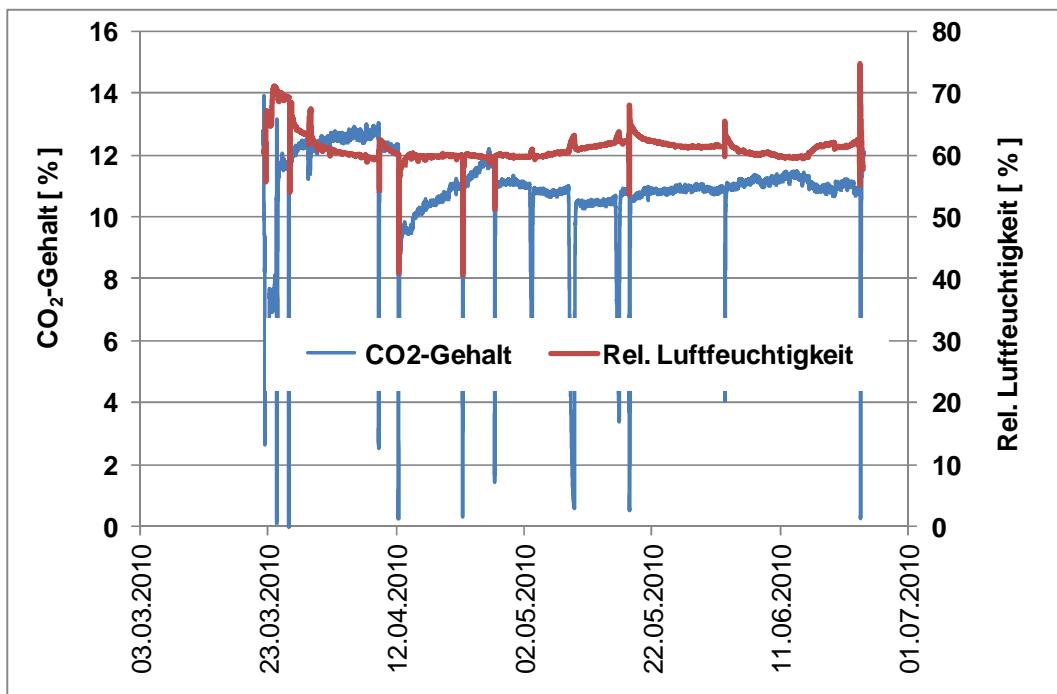


Bild 3.2 Zeitlicher Verlauf des  $\text{CO}_2$ -Gehaltes und der relativen Luftfeuchtigkeit in der Schnellkarbonatisierungskammer "10%  $\text{CO}_2$ " (Vorversuche).

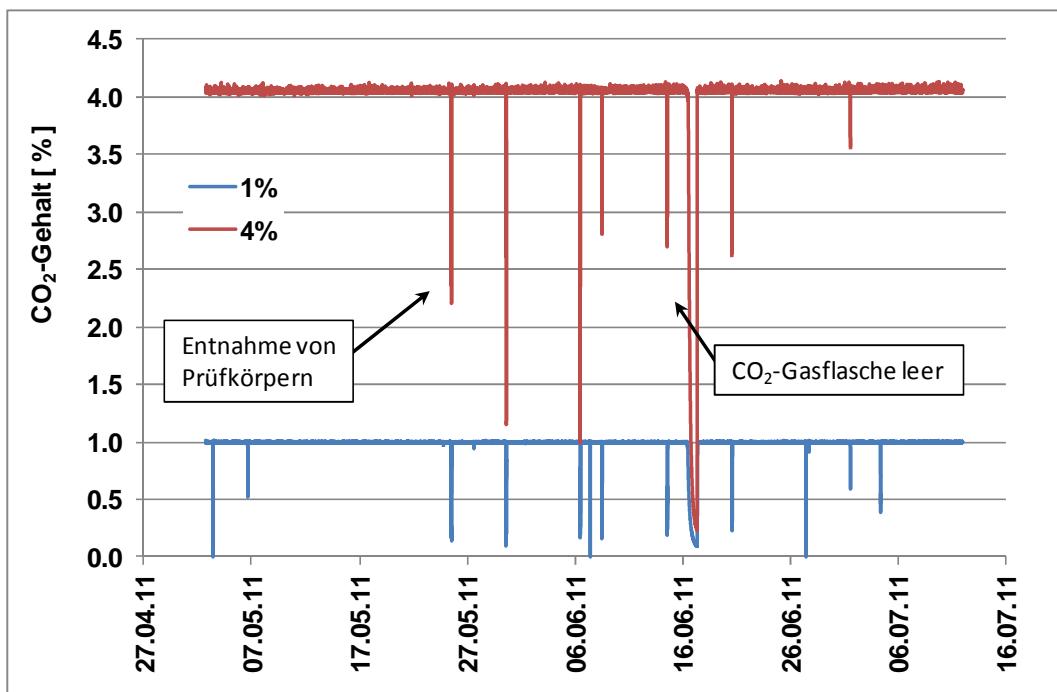
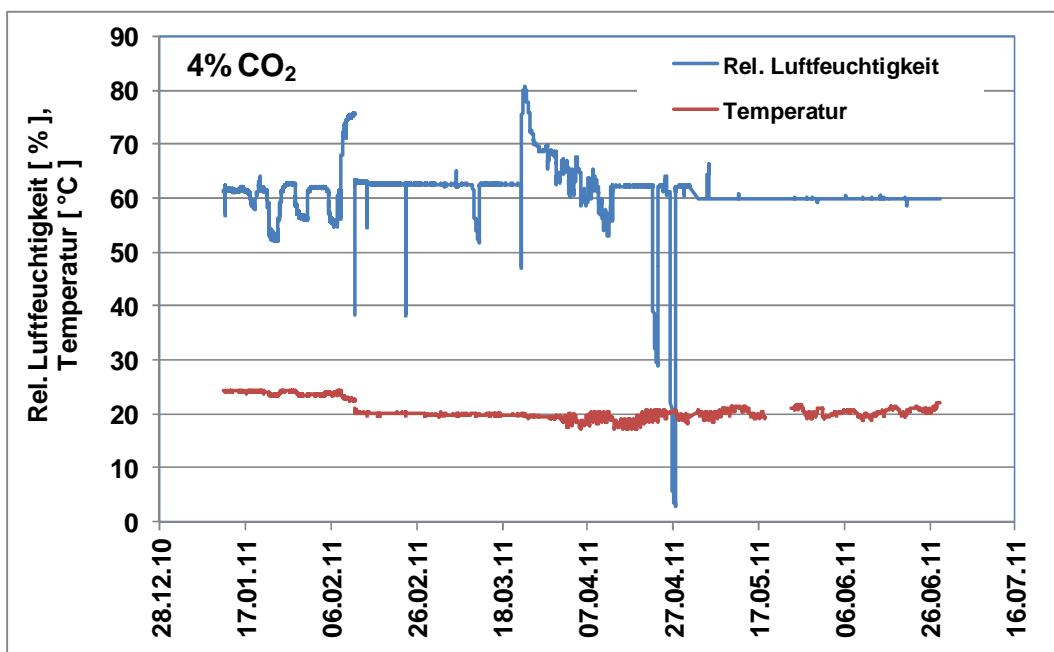


Bild 3.3 Zeitlicher Verlauf des  $\text{CO}_2$ -Gehaltes in den Schnellkarbonatisierungskammern "1%  $\text{CO}_2$ " und "4%  $\text{CO}_2$ " (Hauptversuche).



*Bild 3.4 Zeitlicher Verlauf der Temperatur und der relativen Luftfeuchtigkeit in der Schnellkarbonatisierungskammer "4% CO<sub>2</sub>" (Hauptversuche).*

Die **Tabelle 3.4** fasst die Prüfbedingungen der Vor- und Hauptversuche zusammen.

*Tabelle 3.4 Mittelwerte für die Prüfbedingungen der Vor- und Hauptversuche.*

Bezeichnung der Lagerung	Untersuchung	Temperatur, °C	Rel. Luftfeuchtigkeit, %	C <sub>CO<sub>2</sub></sub> -Gehalt, % Mittel (Schwankungsbreite)
Schwindraum	Vor- versuche	20.2	69.0	0.032 (0.04 bis 0.06) <sup>1)</sup>
Lagerung 1% CO <sub>2</sub>		21.1	60.0	1.0 (0.8 bis 1.8)
Lagerung 10% CO <sub>2</sub>		20.8	60.8	10 (10.6 bis 12.2)
Lagerung 100% CO <sub>2</sub>		20.6	59.5	100 (97.4 bis 100)
Schwindraum	Haupt- versuche	20.2	69.0	0.032 (0.01 bis 0.11)
Lagerung 1% CO <sub>2</sub>		20.3	59.8	0.99 (0.95 bis 1.05)
Lagerung 4% CO <sub>2</sub>		20.6	61.8	4.02 (3.9 bis 4.1)

1) Es wurde der Mittelwert der Hauptversuche übernommen, da nicht kontinuierlich gemessen wurde und die verwendeten CO<sub>2</sub>-Sensoren ungenau waren.

Die Karbonatisierungstiefen wurden zu Beginn der Auslagerung (Nullmessung) und nach weiteren drei Zeitpunkten bestimmt. Dabei wurde wie folgt vorgegangen:

- Bei jeder Messung wurde vom Prisma je eine ca. 50 mm dicke Betonscheibe mechanisch abgespalten (beginnend von der einen Stirnseite der Prismen Richtung andere Stirnseite, nicht wechselnd). Danach wurde die Prüfung in der Karbonatisierungsprüfung fortgesetzt. Der Unterbruch der Schnellkarbonatisierung wurde so kurz wie möglich gehalten (<1 Stunde).
- Die frisch abgespaltene Oberfläche der Betonscheibe wurde zunächst von Staub und Restmaterial befreit und danach möglichst rasch (<1 Stunde) mit der Phenolphthaleinlösung gemäss SN EN 14630 [CEN 2006] besprührt. Nach dem Abtrocknen der Phenolphthaleinlösung (einige Minuten) wurde die Betonoberfläche mit einer filmbildenden Lösung zur Konservierung des Farbumschlages besprührt. Anschliessend wird die Karbonatisierungstiefe bestimmt und eine Foto der eingefärbten Betonscheibe gemacht.

- Die Karbonatisierungstiefe wurde an 3 bis 5 Stellen aller vier Seitenflächen des Prismas auf 1 mm genau gemessen und daraus die mittlere Karbonatisierungstiefe pro Seite  $d_{KE}$  auf 0.1 mm genau berechnet und protokolliert (Angabe im Prüfbericht).
- Aus den mittleren Karbonatisierungstiefen der vier Seiten  $d_{KE}$  wurde die mittlere Karbonatisierungstiefe  $d_{KM}$  pro Messtermin auf 0.1 mm genau berechnet und protokolliert (Angaben im Prüfbericht).
- Bei der Messung der Karbonatisierungstiefe wurde der Bereich der Kanten (Kanteneffekt) und einzelne punktuelle Karbonatisierungsspitzen nicht berücksichtigt. Grobe Unregelmäßigkeiten wurden protokolliert.

## 4 Resultate der Vorversuche

### 4.1 Frischbetonprüfungen

Die Zusammensetzung und die Frischbetoneigenschaften sind in der **Tabelle 4.1** zusammengefasst.

*Tabelle 4.1 Resultate der Frischbetonprüfungen.*

Angaben	AGB 11	AGB 12
Herstelltdatum	22.2.2010	22.2.2010
<b>Zusammensetzung</b>		
Expositionsklassen gemäss SN EN 206-1	XC4	XC4
Zement	CEM I	CEM III/B
w/z-Wert	--	0.50
Größtkorn	mm	32
FM, Viscocrete 3082	M.%/Z	0.60
<b>Frischbetoneigenschaften</b>		
Lufttemperatur	°C	12.8
Betontemperatur	°C	14.8
Rohdichte	kg/m <sup>3</sup>	2'240
Luftgehalt, A1	Vol.%	1.50
Ausbreitmass	mm	430
	Klasse	F3

### 4.2 Physikalische Prüfungen

In der **Tabelle 4.2** und **Tabelle 4.3** sind die Resultate der physikalischen Prüfungen zusammengestellt. Es ist erkennbar, dass die Druckfestigkeit mit zunehmender Nachbehandlungsdauer zunimmt (**Bild 4.1**). Mit zunehmender Nachbehandlungsdauer nimmt das Gesamtporen- und das Hydratationsporenvolumen beim CEM I-Beton deutlich ab, bei den CEM III/B-Betonen hingegen zu. Insgesamt sind die Porenkennwerte der Betone mit CEM I und III/B aber ähnlich. Die Wasserleitfähigkeit ist beim Beton mit dem III/B etwas tiefer als bei jenem mit dem CEM I. Bei der Gaspermeabilität ist es umgekehrt.

*Tabelle 4.2 Resultate der physikalischen Prüfungen mit dem CEM I.*

Parameter		Nachbehandlung in Wasser		
		NB 1d	NB 7d	NB 28d
Druckfestigkeit	N/mm <sup>2</sup>	46.5	54.5	53.5
Rohdichte	kg/m <sup>3</sup>	2'410	2'410	2'470
Trockenrohdichte	kg/m <sup>3</sup>	2'365	2'386	2'402
Dichte Beton	kg/m <sup>3</sup>	2'680	2'677	2'677
Gesamtporosität	Vol.%	11.7	10.9	10.3
Hydratationsporen	Vol.%	10.9	10.4	9.9
Luftporengehalt	Vol.%	0.8	0.5	0.4
Wasserleitfähigkeit	g/m <sup>2</sup> h	3.1	2.9	2.7
Gaspermeabilität	m <sup>2</sup>	0.57 10 <sup>-16</sup>	0.46 10 <sup>-16</sup>	0.34 10 <sup>-16</sup>

Tabelle 4.3 Resultate der physikalischen Prüfungen mit dem CEM III/B.

Parameter		Nachbehandlung in Wasser		
		NB 1d	NB 7d	NB 28d
Druckfestigkeit	N/mm <sup>2</sup>	41.5	57.5	55.5
Rohdichte	kg/m <sup>3</sup>	2'370	2'400	2'400
Trockenrohdichte	kg/m <sup>3</sup>	2'380	2'387	2'366
Dichte Beton	kg/m <sup>3</sup>	2'638	2'656	2'653
Gesamtporosität	Vol.%	9.8	10.1	10.8
Hydratationsporen	Vol.%	9.2	9.7	10.4
Luftporengehalt	Vol.%	0.6	0.5	0.4
Wasserleitfähigkeit	g/m <sup>2</sup> h	2.5	2.6	3.0
Gaspermeabilität	m <sup>2</sup>	0.98 10 <sup>-16</sup>	1.03 10 <sup>-16</sup>	0.99 10 <sup>-16</sup>

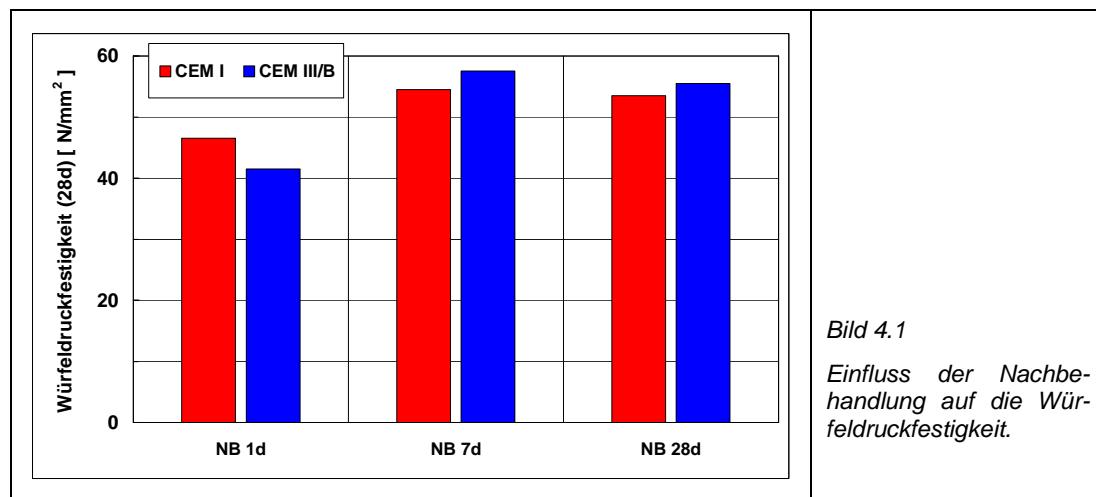


Bild 4.1

Einfluss der Nachbehandlung auf die Würfeldruckfestigkeit.

### 4.3 Chemische Prüfungen

Die Ergebnisse der chemischen Analysen sind in der **Tabelle 4.4** und der **Tabelle 4.5** zusammengestellt. Der Ca(OH)<sub>2</sub>-Gehalt ist beim Beton mit CEM I erwartungsgemäss viel höher als beim Beton mit dem CEM III/B. Mit der Nachbehandlungsdauer steigt der Gehalt bei beiden Betonen tendenziell eher etwas an. Der Einfluss des Prüfalters ist uneinheitlich. Beim Beton mit CEM III/B steigt der Gehalt leicht an.

Das wasser- und säurelösliche Na<sub>2</sub>O<sub>Äq</sub> ist bei beiden Betonen ähnlich. Das Verhältnis des säure- zum wasserlöslichen Na<sub>2</sub>O<sub>Äq</sub> liegt beim Beton mit dem CEM I zwischen 1.5 und 1.9, beim Beton mit dem CEM III/B zwischen 2.0 und 2.8.

Tabelle 4.4 Resultate der chemischen Analysen (Probenalter 37 Tage).

Parameter		CEM I			CEM III/B		
		Nachbehandlung in Wasser, Tage					
		1	7	28	1	7	28
Ca(OH) <sub>2</sub>	M.%	1.8	1.8	2.3	0.5	0.6	0.6
K <sub>2</sub> O, säurelöslich	M.%	0.14	0.14	0.17	0.11	0.11	0.12
K <sub>2</sub> O, wasserlöslich	M.%	0.08	0.09	0.11	0.05	0.05	0.06
Na <sub>2</sub> O, säurelöslich	M.%	0.04	0.04	0.05	0.04	0.04	0.05
Na <sub>2</sub> O, wasserlöslich	M.%	0.01	0.02	0.02	0.01	0.02	0.02
Na <sub>2</sub> O <sub>aq</sub> , säurelöslich	M.%	0.13	0.13	0.16	0.11	0.11	0.13
Na <sub>2</sub> O <sub>aq</sub> , wasserlöslich	M.%	0.07	0.07	0.09	0.04	0.05	0.06
Verhältnis säure- / wasserlösliches Na <sub>2</sub> O <sub>aq</sub>	--	1.86	1.86	1.78	2.75	2.20	2.17

Tabelle 4.5 Resultate der chemischen Analysen (Probenalter ca. 182 Tage).

Parameter		CEM I			CEM III/B		
		Nachbehandlung in Wasser, Tage					
		1	7	28	1	7	28
Ca(OH) <sub>2</sub>	M.%	1.6	2.2	1.8	0.8	0.9	0.5
K <sub>2</sub> O, säurelöslich	M.%	0.14	0.14	0.14	0.11	0.12	0.10
K <sub>2</sub> O, wasserlöslich	M.%	0.08	0.09	0.09	0.05	0.06	0.05
Na <sub>2</sub> O, säurelöslich	M.%	0.02	0.03	0.03	0.04	0.04	0.03
Na <sub>2</sub> O, wasserlöslich	M.%	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
Na <sub>2</sub> O <sub>aq</sub> , säurelöslich	M.%	0.11	0.12	0.12	0.11	0.12	0.10
Na <sub>2</sub> O <sub>aq</sub> , wasserlöslich	M.%	0.07	0.08	0.08	0.05	0.06	0.05
Verhältnis säure- / wasserlösliches Na <sub>2</sub> O <sub>aq</sub>	--	1.57	1.50	1.50	2.20	2.00	2.00

## 4.4 Karbonatisierungsprüfungen

### 4.4.1 Ohne Vortrocknung der Prüfkörper

Nach der Nach- und Vorbehandlung wurde ein Teil der Prüfkörper im Schwindraum belassen und der andere Teil in die Schnellkarbonatisierungskammern mit 1, 10 und 100% CO<sub>2</sub> transferiert. Nach bestimmten Zeiten wurde die Karbonatisierungstiefe bestimmt.

Das **Bild 4.2** zeigt beispielhaft den Einfluss des CO<sub>2</sub>-Gehaltes auf den zeitlichen Verlauf der Karbonatisierung des Betons mit CEM III/B. Aus **Bild 4.3** geht der Einfluss der Nachbehandlung auf den zeitlichen Verlauf der Karbonatisierung des Betons mit CEM I (AGB 11) und mit CEM III/B (AGB 12) hervor.

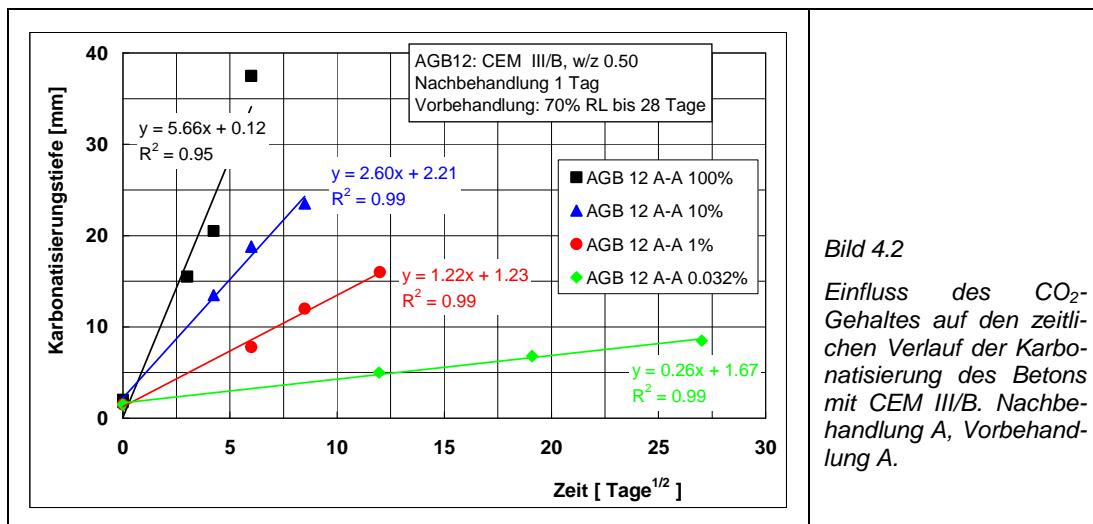


Bild 4.2

Einfluss des  $\text{CO}_2$ -Gehaltes auf den zeitlichen Verlauf der Karbonatisierung des Betons mit CEM III/B. Nachbehandlung A, Vorbereitung A.

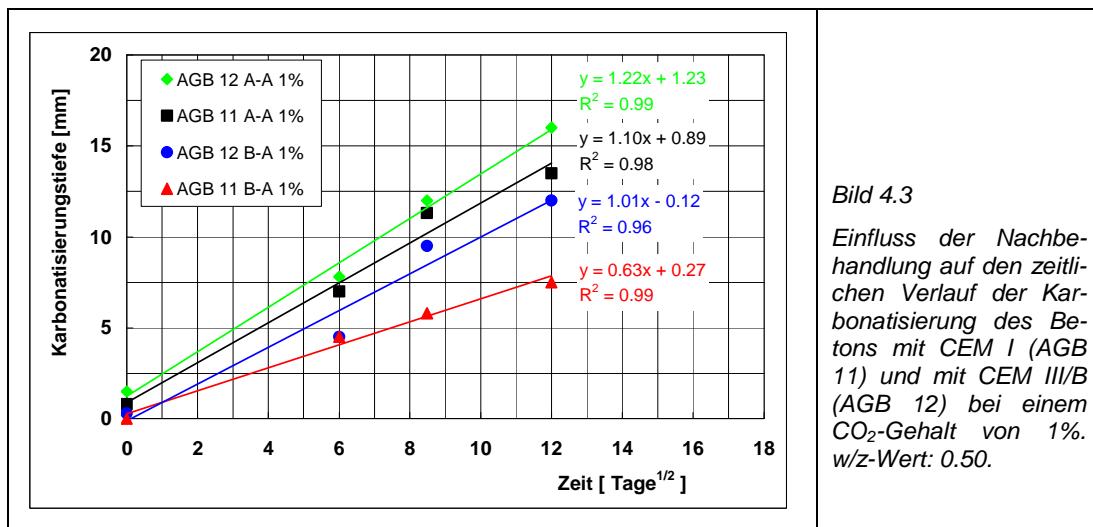


Bild 4.3

Einfluss der Nachbehandlung auf den zeitlichen Verlauf der Karbonatisierung des Betons mit CEM I (AGB 11) und mit CEM III/B (AGB 12) bei einem  $\text{CO}_2$ -Gehalt von 1%. w/z-Wert: 0.50.

#### 4.4.2 Mit Vortrocknung der Prüfkörper

Die Prüfkörper wurden nach der Nachbehandlung C während 18 Tagen bei 60 % getrocknet (Vorbereitung V).

Das **Bild 4.4** zeigt den zeitlichen Verlauf des Masseverlustes während der Vortrocknung der Prüfkörper. In **Tabelle 4.6** sind die Ergebnisse zusammengefasst. Die Betone mit der 28-tägigen Wasserlagerung verlieren erwartungsgemäß deutlich mehr Wasser als die bereits vorgängig im Schwindraum gelagerten Prüfkörper. Der Beton mit CEM I verliert zwischen 0.75 und 1.38 M.% mehr Wasser als der Beton mit CEM III/B. Die Ursache liegt kaum in der unterschiedlichen Gesamtporosität (**Tabelle 4.2** und **Tabelle 4.3**), sondern wohl eher in der unterschiedlichen Porenstruktur.

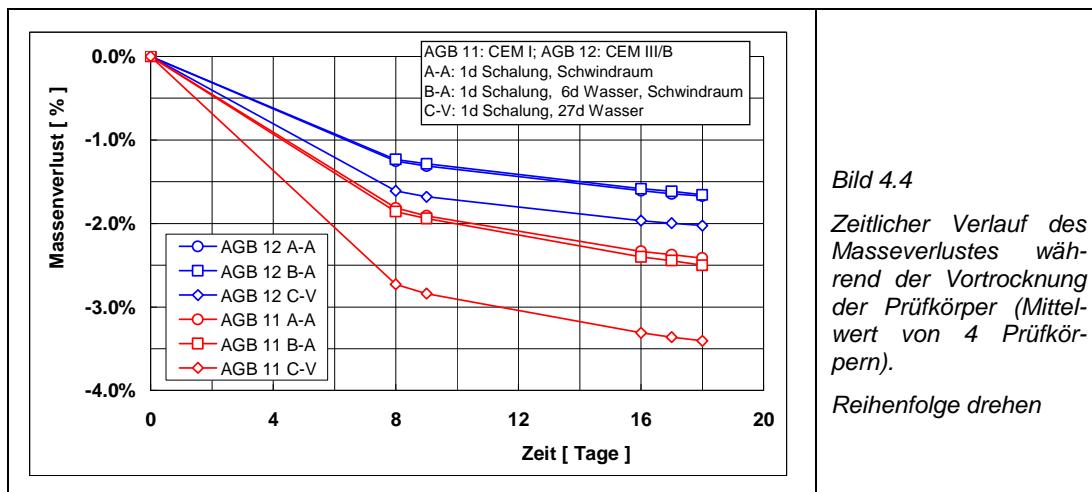


Bild 4.4

Zeitlicher Verlauf des Masseverlustes während der Vortrocknung der Prüfkörper (Mittelwert von 4 Prüfkörpern).

Reihenfolge drehen

Tabelle 4.6 Angaben zur Masse und zum Massenverlust der Prüfkörper während der Vortrocknung.

Messgrösse	CEM I			CEM III/B		
	A-A	B-A	C-V	A-A	B-A	C-V
<b>Masseder Prüfkörper</b>						
Endmasse, g	12'242	12'288	12'307	12'135	12'289	12'402
Endmasse in % von Prüfkörper "A-A"	100.00	100.38	100.54	100.00	101.27	102.20
<b>Massenverlust, M.%</b>						
Mittelwert (4 Probekörper)	-2.42	-2.50	-3.41	-1.67	-1.66	-2.03
Differenz von "A-A" und "B-A" zu "C-V",	-0.99	-0.90	0.00	-0.36	-0.37	0.00
Differenz CEM I zu CEM III/B	-0.75	-0.84	-1.38			

Das Bild 4.5 zeigt beispielhaft den Einfluss des CO<sub>2</sub>-Gehaltes auf den zeitlichen Verlauf der Karbonatisierung des Betons mit CEM III/B. Im Vergleich zum Bild 4.2 sind die Karbonatisierungstiefen kleiner. Die längere Nachbehandlung kompensiert den Effekt des Vortrocknens.

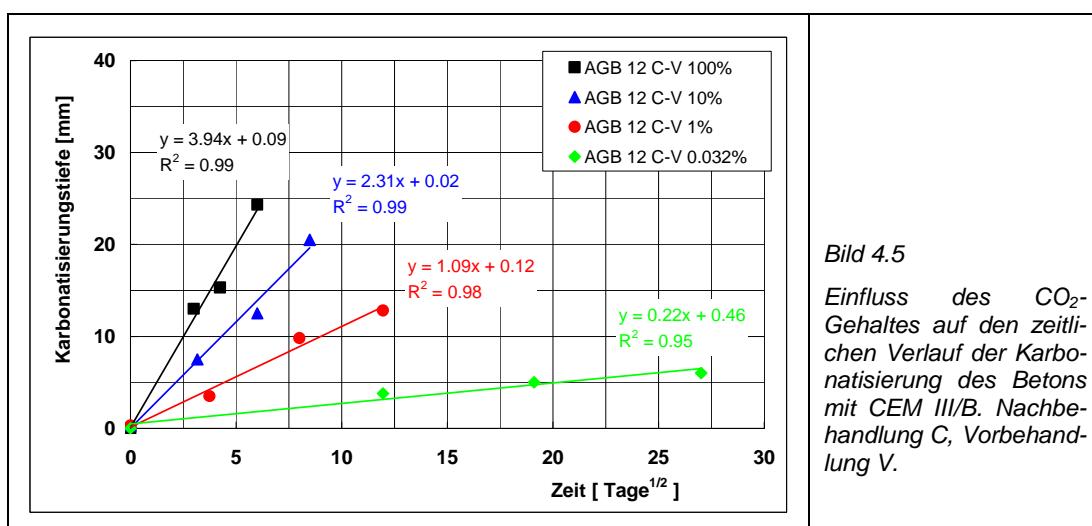


Bild 4.5

Einfluss des CO<sub>2</sub>-Gehaltes auf den zeitlichen Verlauf der Karbonatisierung des Betons mit CEM III/B. Nachbehandlung C, Vorbehandlung V.

In den folgenden Tabellen (Tabelle 4.7 und

**Tabelle 4.8)** sind die Karbonatisierungskonstanten aufgeführt. Die Bilder (**Bild 4.6 und Bild 4.7**) zeigen die Abhängigkeit des Karbonatisierungskoeffizienten in Abhängigkeit vom CO<sub>2</sub>-Gehalt. Mit der Vortrocknung werden die Karbonatisierungskoeffizienten wesentlich erhöht. Der relative Einfluss des CO<sub>2</sub>-Gehaltes bleibt aber im Wesentlichen unverändert, d.h. die Vortrocknung hat keinen erkennbaren Einfluss auf den relativen Karbonatisierungskoeffizienten.

Die Karbonatisierungskonstante  $a$  nimmt tendenziell mit höherem Karbonatisierungskoeffizienten zu (**Bild 4.8**). Diese sind erwartungsgemäß nach der Vortrocknung höher.

In **Bild 4.9 und Bild 4.10** sind die Werte, die bei 0.032, 10 und 100% CO<sub>2</sub> gemessen wurden, gegen jene bei 1% CO<sub>2</sub> gemessenen Werten dargestellt. Der Vergleich zu den Werten bei 1% CO<sub>2</sub> wurde gewählt, weil der CO<sub>2</sub>-Gehalt im Schwindraum relativ stark schwankt. Die relativen Karbonatisierungskoeffizienten sind unter natürlichen Bedingungen etwas höher als die bei 1% CO<sub>2</sub> gemessenen Werte (**Tabelle 4.9 und Bild 4.11**). Die Werte bei 10 und 100% CO<sub>2</sub> sind wesentlich tiefer. Bemerkenswert ist, dass zwischen den Prüfkörpern ohne und mit Vortrocknung kein signifikanter Unterschied besteht.

*Tabelle 4.7 Karbonatisierungskonstanten der AGB 11 (CEM I) und AGB 12 (CEM III/B) ohne Vortrocknung*

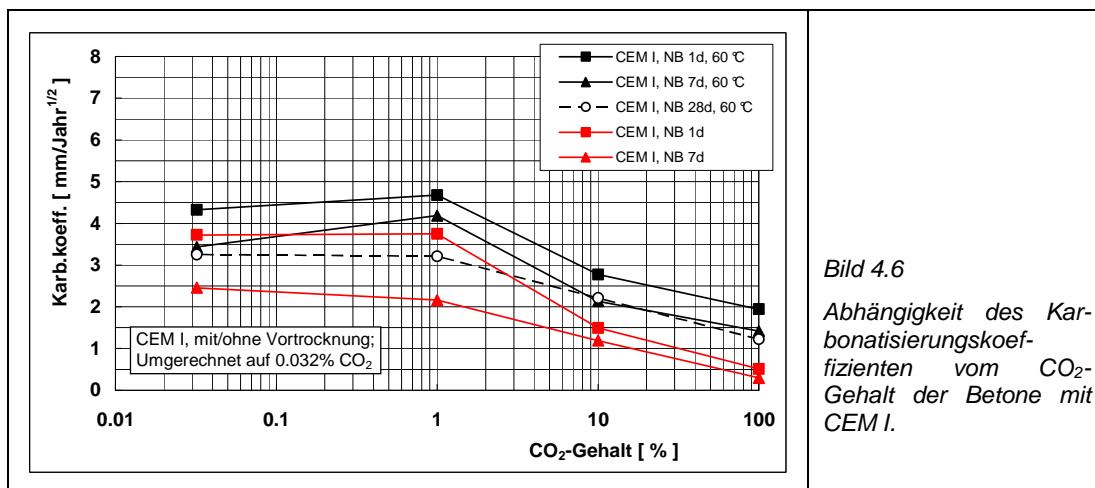
Karbonatisierungs-konstanten	CEM I		CEM III/B	
	NB 1d	NB 7d	NB 1d	NB 7d
<b>Schwindraum (Labor), 0.032% CO<sub>2</sub></b>				
a	mm	1.20	-0.04	1.67
K <sub>N</sub>	mm/Tag <sup>1/2</sup>	0.19	0.13	0.26
K <sub>N</sub>	mm/Jahr <sup>1/2</sup>	3.72	2.46	4.98
<b>1% CO<sub>2</sub></b>				
a	mm	0.89	0.27	1.23
K <sub>S</sub>	mm/Tag <sup>1/2</sup>	1.10	0.63	1.22
K <sub>SN</sub> <sup>1)</sup>	mm/Jahr <sup>1/2</sup>	3.75	2.16	4.18
<b>10% CO<sub>2</sub></b>				
a	mm	1.93	0.13	2.21
K <sub>S</sub>	mm/Tag <sup>1/2</sup>	1.38	1.10	2.60
K <sub>SN</sub> <sup>1)</sup>	mm/Jahr <sup>1/2</sup>	1.49	1.19	2.81
<b>100% CO<sub>2</sub></b>				
a	mm	1.77	1.46	0.12
K <sub>S</sub>	mm/Tag <sup>1/2</sup>	1.50	0.85	5.66
K <sub>SN</sub> <sup>1)</sup>	mm/Jahr <sup>1/2</sup>	0.51	0.29	1.94

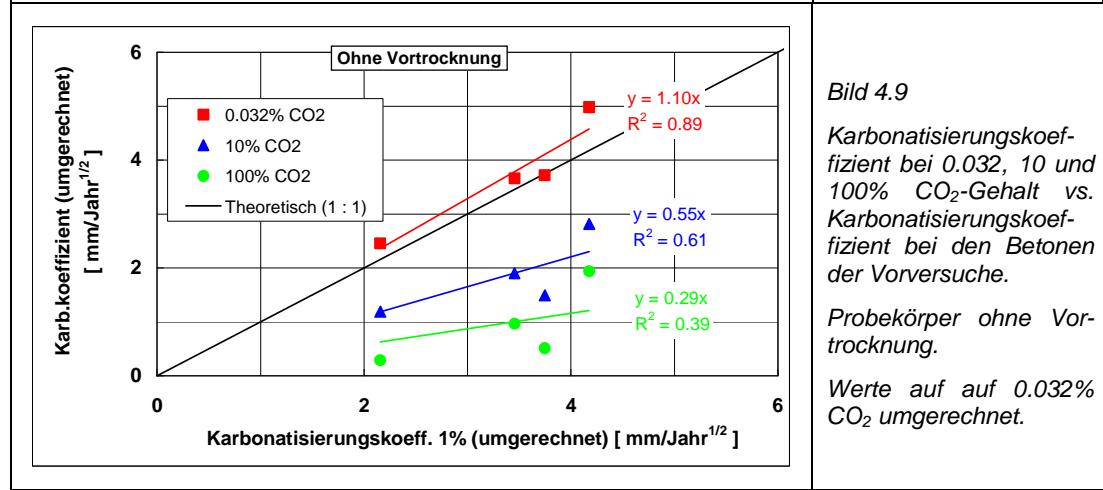
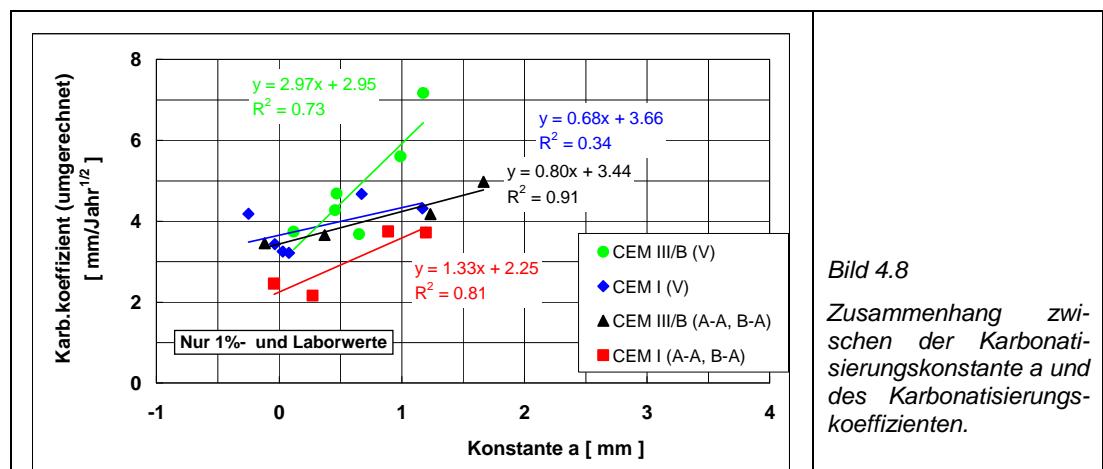
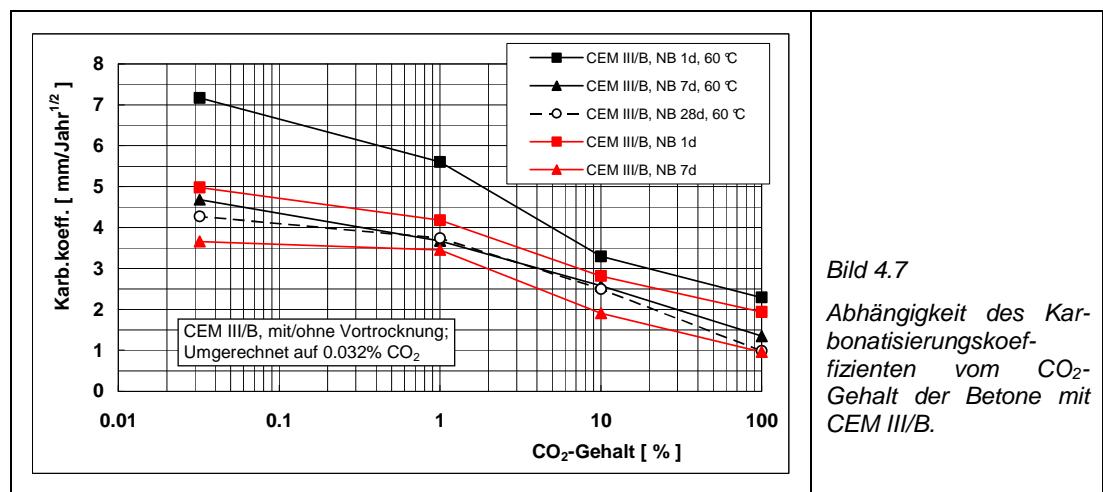
1) Die Werte wurden auf einen CO<sub>2</sub>-Gehalt von 0.032% umgerechnet.

Tabelle 4.8 Karbonatisierungskonstanten der Mischungen AGB 11 (CEM I) und AGB 12 (CEM III/B) mit Vortrocknung.

Karbonatisierungs-konstanten	CEM I			CEM III/B		
	NB 1d	NB 7d	NB 28d	NB 1d	NB 7d	NB 28d
<b>Schwindraum (Labor), 0.032 CO<sub>2</sub>%</b>						
a	mm	1.17	-0.03	0.03	1.18	0.47
K <sub>N</sub>	mm/Tag <sup>1/2</sup>	0.23	0.18	0.17	0.38	0.24
K <sub>N</sub> <sup>1)</sup>	mm/Jahr <sup>1/2</sup>	4.32	3.43	3.25	7.17	4.68
<b>1% CO<sub>2</sub></b>						
a	mm	0.67	-0.25	0.08	0.99	0.65
K <sub>S</sub>	mm/Tag <sup>1/2</sup>	1.37	1.22	0.94	1.64	1.08
K <sub>SN</sub> <sup>1)</sup>	mm/Jahr <sup>1/2</sup>	4.67	4.18	3.21	5.60	3.68
<b>10% CO<sub>2</sub></b>						
a	mm	2.14	0.74	0.06	3.27	0.09
K <sub>S</sub>	mm/Tag <sup>1/2</sup>	2.56	1.97	2.04	3.05	2.38
K <sub>SN</sub> <sup>1)</sup>	mm/Jahr <sup>1/2</sup>	2.77	2.13	2.21	3.29	2.57
<b>100% CO<sub>2</sub></b>						
a	mm	5.93	4.04	2.73	4.37	0.09
K <sub>S</sub>	mm/Tag <sup>1/2</sup>	5.68	4.15	3.58	6.71	3.94
K <sub>SN</sub> <sup>1)</sup>	mm/Jahr <sup>1/2</sup>	1.94	1.42	1.22	2.29	1.35

1) Die Werte wurden auf einen CO<sub>2</sub>-Gehalt von 0.032% umgerechnet.





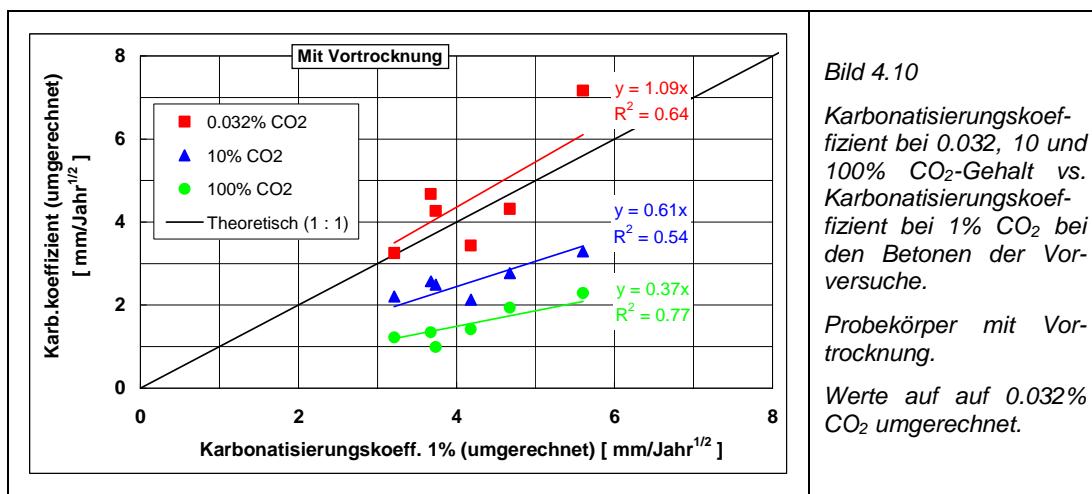


Bild 4.10

Karbonatisierungskoeffizient bei 0.032, 10 und 100% CO<sub>2</sub>-Gehalt vs. Karbonatisierungskoeffizient bei 1% CO<sub>2</sub> bei den Betonen der Vorversuche.

Probekörper mit Vortrocknung.

Werte auf 0.032% CO<sub>2</sub> umgerechnet.

Tabelle 4.9 Karbonatisierungskoeffizient relativ zu den Werten bei 1% CO<sub>2</sub>.

Prüfkörper	Relativer Karbonatisierungskoeffizient im Vergleich zu 1% CO <sub>2</sub>			
	0.032% CO <sub>2</sub>	1% CO <sub>2</sub>	10% CO <sub>2</sub>	100% CO <sub>2</sub>
Ohne Vortrocknung	1.10	1.00	0.55	0.29
Mit Vortrocknung	1.09	1.00	0.61	0.37
Mittelwert	<b>1.09</b>	<b>1.00</b>	<b>0.58</b>	<b>0.33</b>

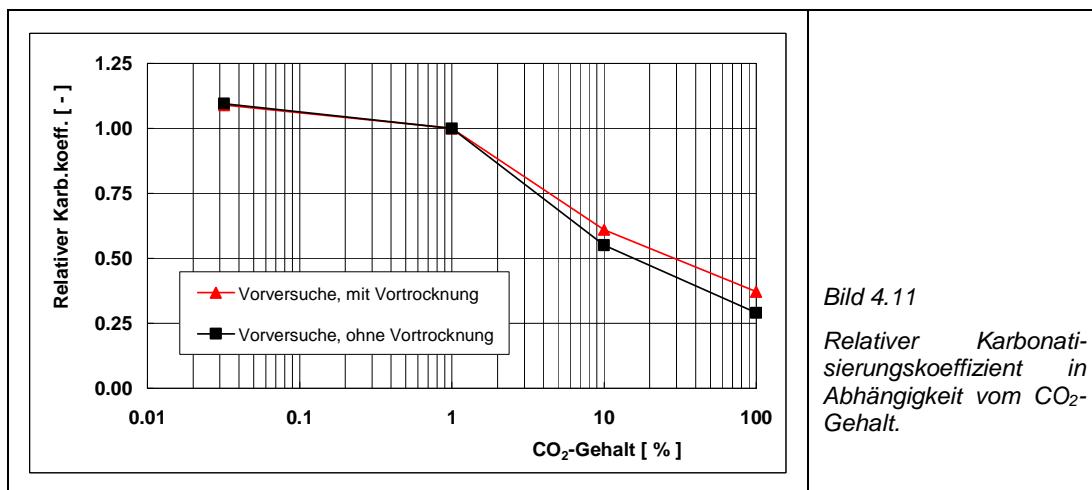
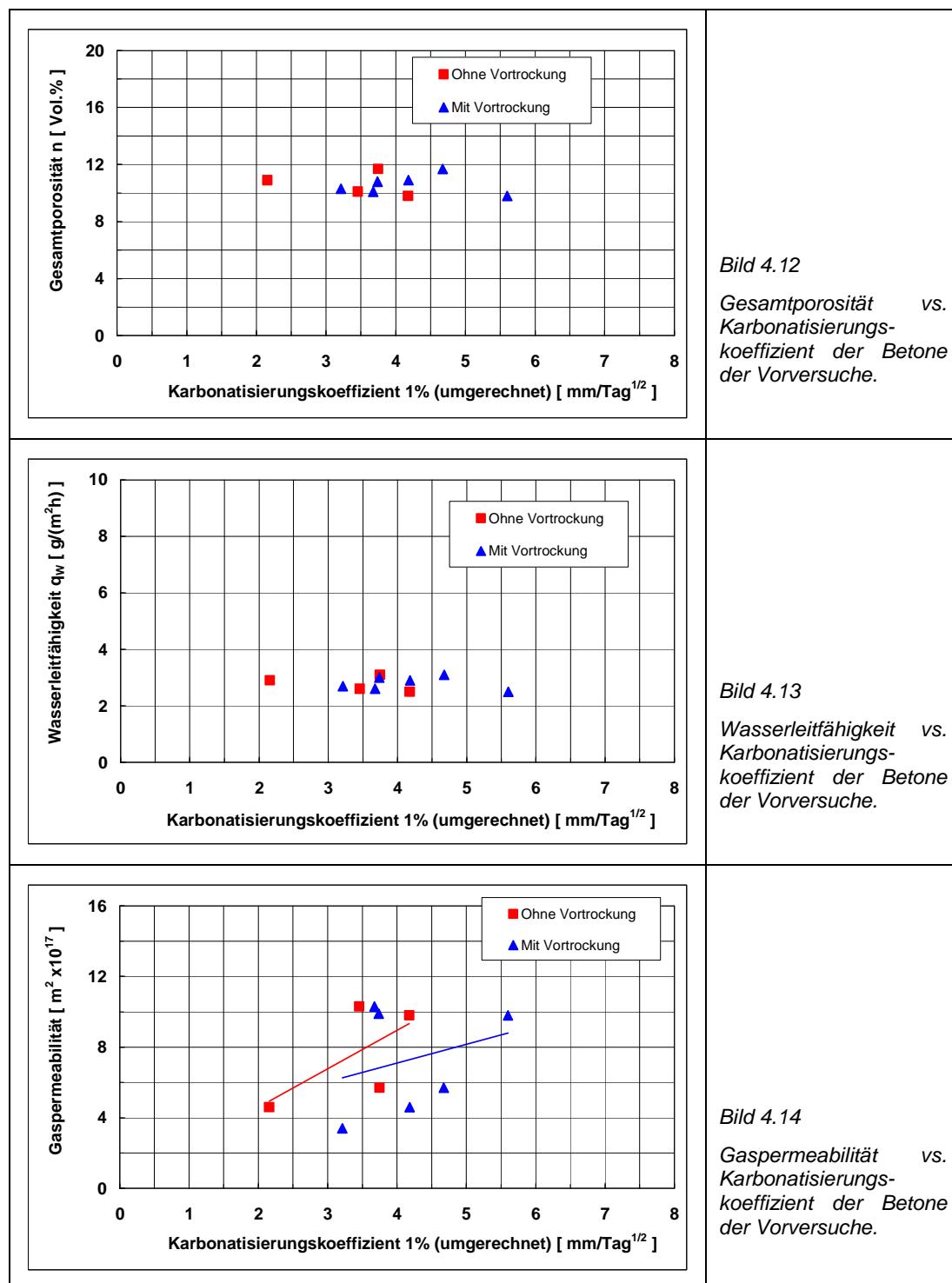


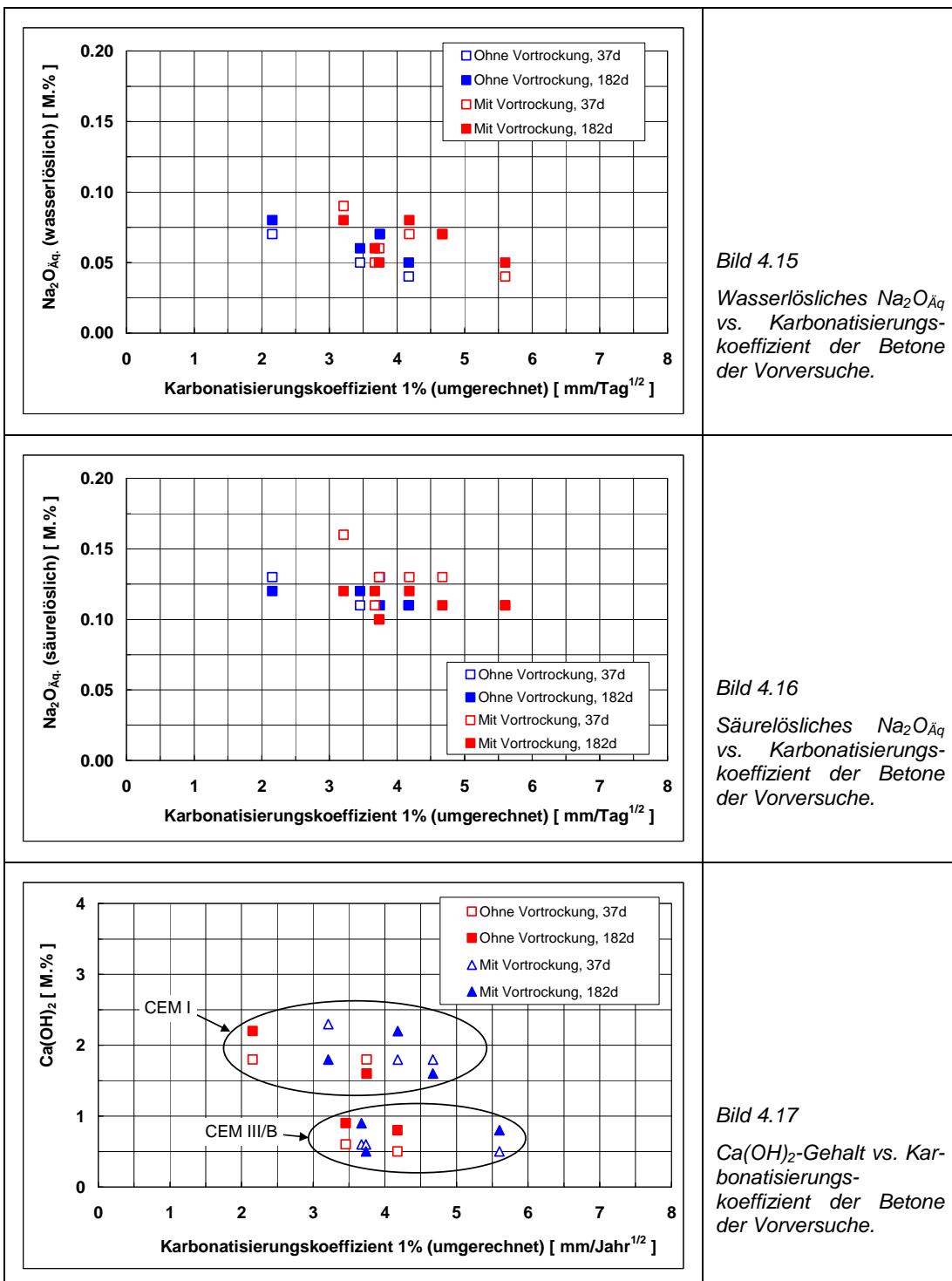
Bild 4.11

Relativer Karbonatisierungskoeffizient in Abhängigkeit vom CO<sub>2</sub>-Gehalt.

## 4.5 Korrelationen zwischen dem Karbonatisierungskoeffizienten und physikalischen und chemischen Parametern

In den Bildern (Bild 4.12 bis Bild 4.17) sind verschiedene physikalische (Gesamtporosität, Wasserleitfähigkeit und Gaspermeabilität) und chemische Parameter (wasser- und säurelösliches Na<sub>2</sub>O<sub>aq</sub> sowie Ca(OH)<sub>2</sub>-Gehalt) gegen den Karbonatisierungskoeffizienten aufgetragen. Abgesehen vom Ca(OH)<sub>2</sub>-Gehalt sind keine Korrelationen erkennbar. Beim Ca(OH)<sub>2</sub>-Gehalt (Bild 4.17) sind zwei unterschiedliche Niveaus erkennbar. Das höhere ist von den Betonen mit CEM I, das tiefere von den Betonen mit CEM III/B.





## 5 Resultate der Hauptversuche

### 5.1 Frischbetonprüfungen

Die Zusammensetzung und die Frischbetoneigenschaften sind in der **Tabelle 5.1** und **Tabelle 5.2** zusammengefasst.

*Tabelle 5.1 Resultate der Frischbetonprüfungen.*

Angaben	AGB21	AGB22	AGB24	AGB25	AGB26
Herstelldatum	08.12.2010	20.12.2010	08.12.2010	08.12.2010	13.12.2010
<b>Zusammensetzung</b>					
Expositionsklassen (CH) gemäss SN EN 206-1	XC3	XD3, XF4	XC4	XD3, XF4	XC3
Zementart	CEM I	CEM III/B	CEM II/A-LL	CEM II/A-LL	CEM II/B-LL
Zementgehalt	kg/m <sup>3</sup>	280	320	300	320
w/z-Wert	--	0.60	0.45	0.50	0.45
Grösstkorn	mm	32	32	32	32
FM, Viscocrete 3082	M.%/Z	0.23	0.60	0.43	0.26
LP, FRO-V5-A	M.%/Z		0.15		0.14
<b>Frischbetoneigenschaften</b>					
Lufttemperatur	°C	17.0	18.4	18.0	18.8
Betontemperatur	°C	19.7	18.9	19.3	16.5
Rohdichte	kg/m <sup>3</sup>	2'390	2'400	2'410	2'340
Luftgehalt, A1	Vol.%	0.80	3.80	0.90	3.70
Ausbreitmass	mm	480	510	400	390
	Klasse	F3	F4	F2	F2

*Tabelle 5.2 Fortsetzung Tabelle 5.1: Resultate der Frischbetonprüfungen.*

Angaben	AGB27	AGB28	AGB29	AGB30
Herstelldatum	13.12.2010	13.12.2010	20.12.2010	20.12.2010
<b>Zusammensetzung</b>				
Expositionsklassen (CH) gemäss SN EN 206-1	XC4	XD3, XF4	XC3	XC4
Zementart	CEM II/B-LL	CEM II/B-LL	CEM II/B-M (T-LL)	CEM II/B-M (T-LL)
Zementgehalt	kg/m <sup>3</sup>	300	320	280
w/z-Wert	--	0.50	0.45	0.60
Grösstkorn	mm	32	32	32
FM, Viscocrete 3082	M.%/Z	0.28	0.36	0.08
LP, FRO-V5-A	M.%/Z		0.15	0.40
<b>Frischbetoneigenschaften</b>				
Lufttemperatur	°C	18.2	18.0	18.0
Betontemperatur	°C	16.0	16.6	18.4
Rohdichte	kg/m <sup>3</sup>	2'410	2'350	2'390
Luftgehalt, A1	Vol.%	1.20	4.00	1.10
Ausbreitmass	mm	440	430	450
	Klasse	F3	F3	F4

## 5.2 Physikalische und chemische Prüfungen

In der **Tabelle 5.3** und **Tabelle 5.4** sind die Resultate der physikalischen und chemischen Prüfungen zusammengestellt und in den folgenden Bildern (**Bild 5.1 bis Bild 5.5**) graphisch dargestellt.

Die Druckfestigkeit variiert und ist abhängig vom w/z-Wert und Luftgehalt (Betone mit dem w/z-Wert von 0.45 haben künstlich eingeführte Luft) sowie von der Zementart. Der Einfluss des w/z-Wertes und der Zementart ist auch bei den anderen physikalischen Parameter mehr oder weniger stark ausgeprägt. Dies gilt, mit Ausnahme des Betons mit w/z 0.45 und dem Zement CEM II/A-L (AGB25), ebenso auch für den Ca(OH)<sub>2</sub>-Gehalt. Abgesehen vom Beton AGB22 (tiefer) und AGB25 (hoher Wert) sind die Ca(OH)<sub>2</sub>-Gehalte der Betone sehr ähnlich und liegen zwischen 1.5 und 1.8 M.%.

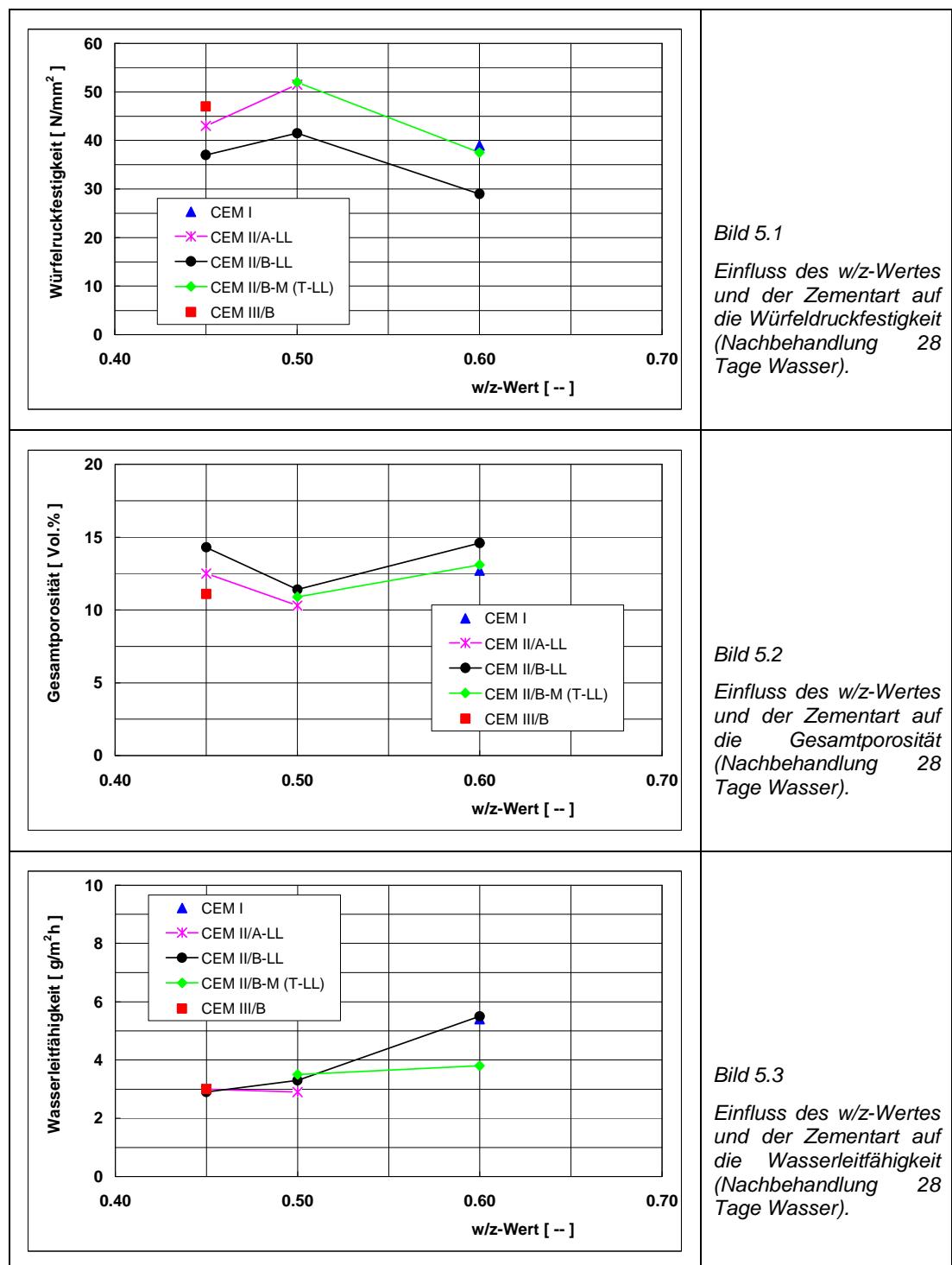
Der Beton AGB22 (w/z 0.45, CEM III/B) mit künstlichen Luftporen weist ein sehr tiefe Dichte auf. Ebenso ist der gemessene Luftgehalt kleiner als angestrebt. Nimmt man die theoretische Dichte von ca. 2'680 bis 2'700 kg/m<sup>3</sup> als Basis müsste die Gesamtporosität um 5 Vol.% höher sein. Davon wäre wohl auch ein gewisser Anteil an Luftporen enthalten. Es ist möglich, dass der Trocknungs- bzw. Wassersättigungsprozess der Prüfkörper ungenügend war.

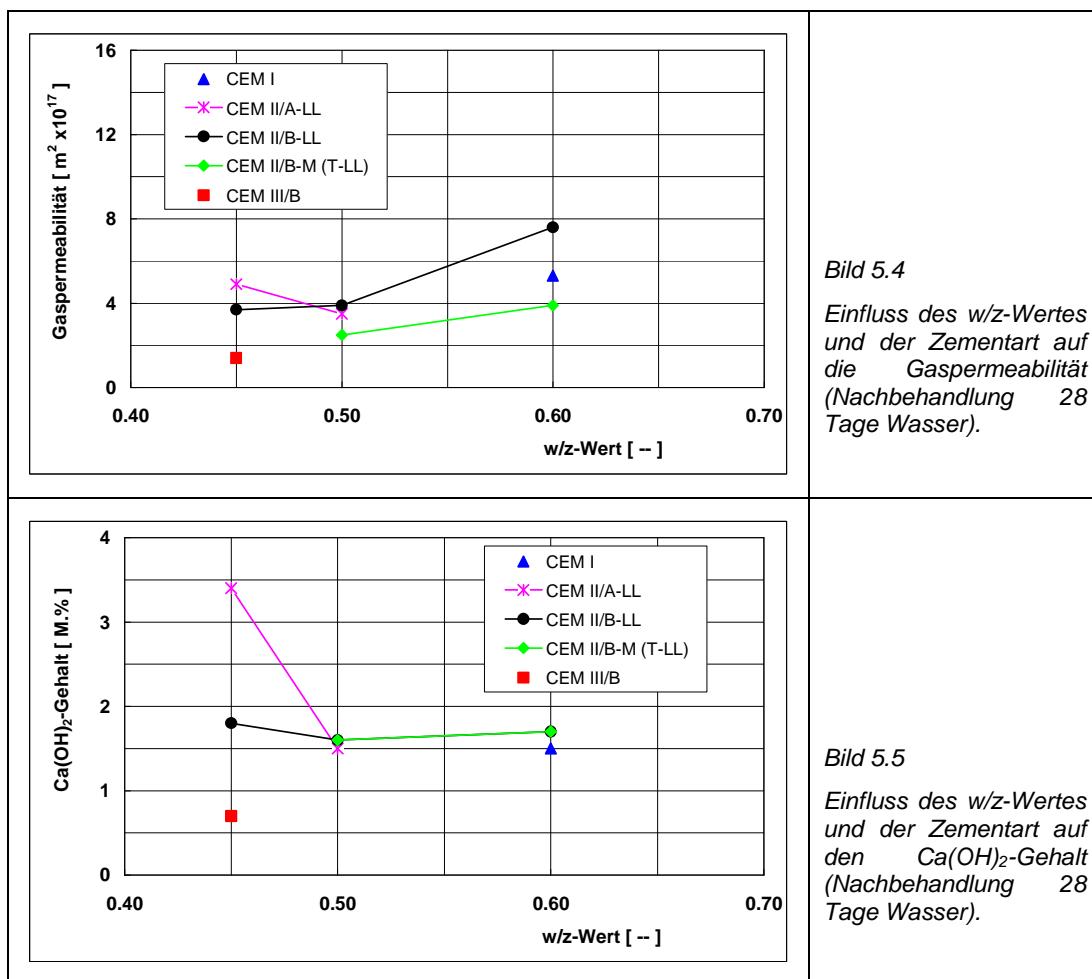
*Tabelle 5.3 Resultate der physikalischen und chemischen Prüfungen. Nachbehandlung C (28 Tage Wasser), Prüfalter: 28 Tage).*

Parameter		AGB21	AGB22	AGB24	AGB25	AGB26
Druckfestigkeit	N/mm <sup>2</sup>	39.0	47.0	51.5	43.0	29.0
Rohdichte	kg/m <sup>3</sup>	2'440	2'380	2'480	2'410	2'400
Trockenrohdichte	kg/m <sup>3</sup>	2'359	2'272	2'412	2'350	2'306
Dichte Beton	Vol. %	2'702	2'556	2'698	2'685	2'701
Gesamtporosität	Vol. %	11.4	10.3	9.2	10.2	13.2
Hydratationsporen	Vol. %	12.7	11.1	10.3	12.5	14.6
Luftporengehalt	Vol. %	1.3	0.8	1.1	2.3	1.4
Wasserleitfähigkeit	g/m <sup>2</sup> h	5.4	3.0	2.9	3.0	5.5
Gaspermeabilität	m <sup>2</sup>	0.53 10 <sup>-16</sup>	0.14 10 <sup>-16</sup>	0.35 10 <sup>-16</sup>	0.49 10 <sup>-16</sup>	0.76 10 <sup>-16</sup>
Ca(OH) <sub>2</sub> , 28 Tage	M. %	1.5	0.7	1.5	3.4	1.7

*Tabelle 5.4 Fortsetzung **Tabelle 5.3**: Resultate der physikalischen und chemischen Prüfungen. Nachbehandlung C (28 Tage Wasser), Prüfalter: 28 Tage).*

Parameter		AGB27	AGB28	AGB29	AGB30
Druckfestigkeit	N/mm <sup>2</sup>	41.5	37.0	37.5	52.0
Rohdichte	kg/m <sup>3</sup>	2'420	2'360	2'430	2'430
Trockenrohdichte	kg/m <sup>3</sup>	2'387	2'298	2'343	2'391
Dichte Beton	Vol. %	2'694	2'681	2'695	2'684
Gesamtporosität	Vol. %	10.1	11.0	11.8	10.2
Hydratationsporen	Vol. %	11.4	14.3	13.1	10.9
Luftporengehalt	Vol. %	1.3	3.3	1.3	0.7
Wasserleitfähigkeit	g/m <sup>2</sup> h	3.3	2.9	3.8	3.5
Gaspermeabilität	m <sup>2</sup>	0.39 10 <sup>-16</sup>	0.37 10 <sup>-16</sup>	0.39 10 <sup>-16</sup>	0.25 10 <sup>-16</sup>
Ca(OH) <sub>2</sub> , 28 Tage	M. %	1.6	1.8	1.7	1.6

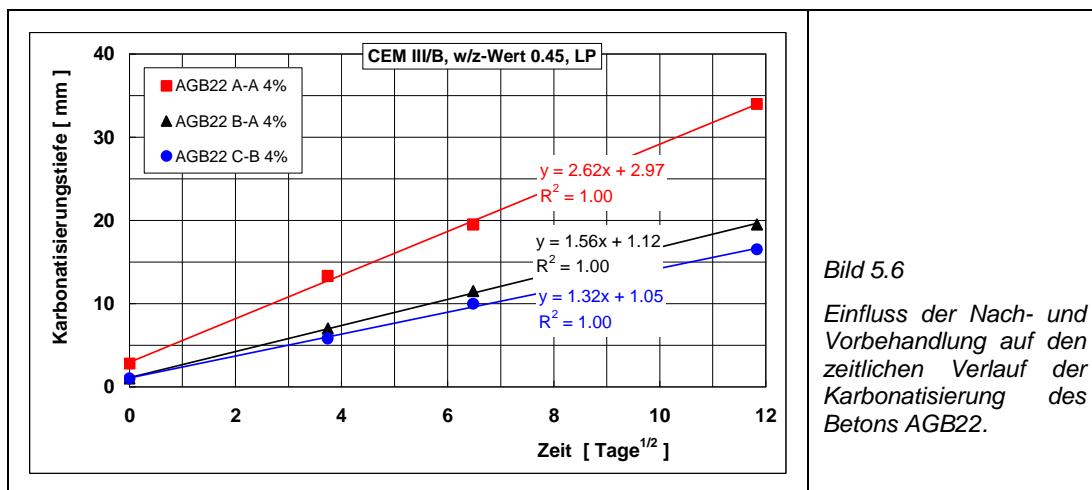




## 5.3 Karbonatisierungsprüfungen

### 5.3.1 Zeitlicher Verlauf der Karbonatisierung

Die nachfolgenden Bilder (Bild 5.6 bis Bild 5.8) zeigen exemplarisch den Einfluss der Nachbehandlung, des  $\text{CO}_2$ -Gehaltes und der Zementart auf den zeitlichen Verlauf der Karbonatisierung verschiedener Betone. Die hohen Korrelationskoeffizienten belegen die hohe Qualität der Ergebnisse und bestätigen die Gültigkeit des  $\sqrt{t}$ -Gesetzes.



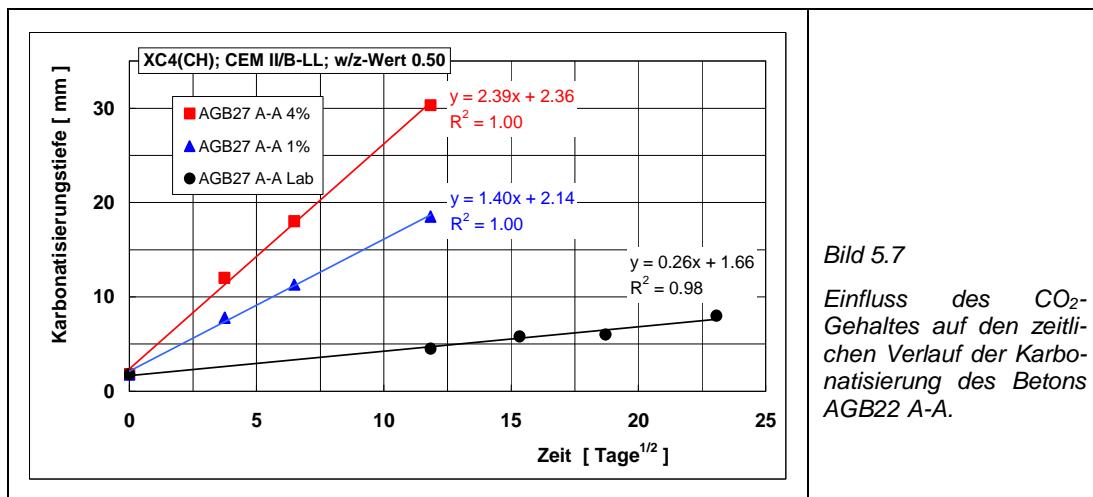


Bild 5.7

Einfluss des CO<sub>2</sub>-Gehaltes auf den zeitlichen Verlauf der Karbonatisierung des Betons AGB22 A-A.

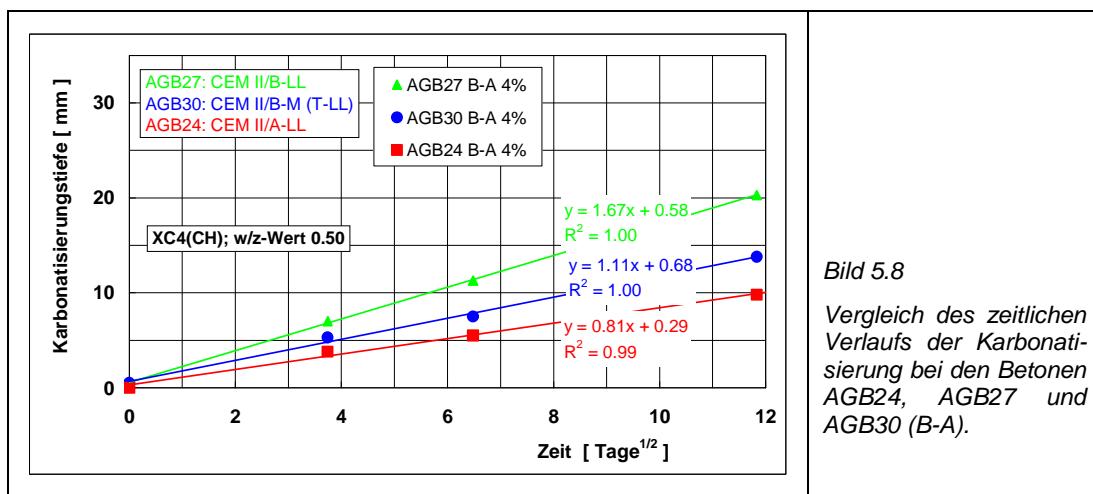


Bild 5.8

Vergleich des zeitlichen Verlaufs der Karbonatisierung bei den Betonen AGB24, AGB27 und AGB30 (B-A).

### 5.3.2 Karbonatisierungskonstanten

In den folgenden Tabellen (Tabelle 5.5 bis Tabelle 5.7) sind die Karbonatisierungskonstanten aufgeführt. Bild 5.9 bis Bild 5.11 zeigen die Abhängigkeit des Karbonatisierungskoeffizienten vom CO<sub>2</sub>-Gehalt und von der Art der Nach- und Vorbehandlung. Der Einfluss des CO<sub>2</sub>-Gehaltes ist insgesamt gering, jener der Nachbehandlung sehr ausgeprägt. Die Vorbehandlung hat keinen erkennbaren Einfluss.

Tabelle 5.5a Karbonatisierungskonstanten der Betone der Hauptversuche "A-A".

Karbonatisierungs-konstanten		AGB21	AGB22	AGB24	AGB25	AGB26
<b>Schwindraum (Labor), 0.032% CO<sub>2</sub></b>						
a	mm	2.39	2.80	1.11	0.82	2.23
K <sub>N</sub>	mm/Tag <sup>1/2</sup>	0.19	0.39	0.18	0.16	0.34
K <sub>N</sub> <sup>1)</sup>	mm/Jahr <sup>1/2</sup>	3.59	7.46	3.48	3.14	6.45
<b>1% CO<sub>2</sub></b>						
a	mm	2.68	3.89	1.77	1.43	2.88
K <sub>S</sub>	mm/Tag <sup>1/2</sup>	1.10	1.50	0.83	0.78	1.66
K <sub>SN</sub> <sup>1)</sup>	mm/Jahr <sup>1/2</sup>	3.75	5.12	2.83	2.68	5.68
<b>4% CO<sub>2</sub></b>						
a	mm	3.36	2.97	2.38	2.02	2.12
K <sub>S</sub>	mm/Tag <sup>1/2</sup>	1.64	2.62	1.20	1.17	3.35
K <sub>SN</sub> <sup>1)</sup>	mm/Jahr <sup>1/2</sup>	2.80	4.47	2.04	2.00	5.72

1) Die Werte wurden auf einen CO<sub>2</sub>-Gehalt von 0.032% umgerechnet bzw. gelten für diesen Gehalt.

Tabelle 5.5b Karbonatisierungskonstanten der Betone der Hauptversuche "A-A".

Karbonatisierungs-konstanten		AGB27	AGB28	AGB29	AGB30
<b>Schwindraum (Labor), 0.032% CO<sub>2</sub></b>					
a	mm	1.66	2.30	1.84	1.32
K <sub>N</sub>	mm/Tag <sup>1/2</sup>	0.26	0.27	0.26	0.21
K <sub>N</sub> <sup>1)</sup>	mm/Jahr <sup>1/2</sup>	4.93	5.09	4.90	3.97
<b>1% CO<sub>2</sub></b>					
a	mm	2.14	2.59	2.01	1.58
K <sub>S</sub>	mm/Tag <sup>1/2</sup>	1.40	1.55	1.25	0.87
K <sub>SN</sub> <sup>1)</sup>	mm/Jahr <sup>1/2</sup>	4.78	5.31	4.27	2.97
<b>4% CO<sub>2</sub></b>					
a	mm	2.36	2.77	2.34	1.66
K <sub>S</sub>	mm/Tag <sup>1/2</sup>	2.39	2.61	2.21	1.43
K <sub>SN</sub> <sup>1)</sup>	mm/Jahr <sup>1/2</sup>	4.08	4.46	3.78	2.44

1) Die Werte wurden auf einen CO<sub>2</sub>-Gehalt von 0.032% umgerechnet bzw. gelten für diesen Gehalt.

Tabelle 5.6a Karbonatisierungskonstanten der Betone der Hauptversuche "B-A".

Karbonatisierungs-konstanten		AGB21	AGB22	AGB24	AGB25	AGB26
<b>Schwindraum (Labor), 0.032% CO<sub>2</sub></b>						
a	mm	0.80	0.99	0.08	0.09	1.07
K <sub>N</sub>	mm/Tag <sup>1/2</sup>	0.17	0.18	0.09	0.10	0.33
K <sub>N</sub> <sup>1)</sup>	mm/Jahr <sup>1/2</sup>	3.21	3.37	1.80	1.84	6.21
<b>1% CO<sub>2</sub></b>						
a	mm	0.58	1.40	0.44	0.16	1.29
K <sub>S</sub>	mm/Tag <sup>1/2</sup>	0.79	0.86	0.48	0.59	1.28
K <sub>SN</sub> <sup>1)</sup>	mm/Jahr <sup>1/2</sup>	2.71	2.94	1.65	2.02	4.37
<b>4% CO<sub>2</sub></b>						
a	mm	1.09	1.12	0.29	0.72	1.14
K <sub>S</sub>	mm/Tag <sup>1/2</sup>	1.30	1.56	0.81	0.80	2.46
K <sub>SN</sub> <sup>1)</sup>	mm/Jahr <sup>1/2</sup>	2.22	2.67	1.39	1.37	4.20

1) Die Werte wurden auf einen CO<sub>2</sub>-Gehalt von 0.032% umgerechnet bzw. gelten für diesen Gehalt.

Tabelle 5.6b Karbonatisierungskonstanten der Betone der Hauptversuche "B-A".

Karbonatisierungs-konstanten		AGB27	AGB28	AGB29	AGB30
<b>Schwindraum (Labor), 0.032% CO<sub>2</sub></b>					
a	mm	1.05	1.26	0.91	0.32
K <sub>N</sub>	mm/Tag <sup>1/2</sup>	0.20	0.18	0.20	0.14
K <sub>N</sub> <sup>1)</sup>	mm/Jahr <sup>1/2</sup>	3.75	3.38	3.81	2.68
<b>1% CO<sub>2</sub></b>					
a	mm	1.27	1.10	0.70	0.65
K <sub>S</sub>	mm/Tag <sup>1/2</sup>	0.96	0.97	1.01	0.63
K <sub>SN</sub> <sup>1)</sup>	mm/Jahr <sup>1/2</sup>	3.29	3.32	3.46	2.14
<b>4% CO<sub>2</sub></b>					
a	mm	0.58	0.96	1.16	0.68
K <sub>S</sub>	mm/Tag <sup>1/2</sup>	1.67	1.51	1.65	1.11
K <sub>SN</sub> <sup>1)</sup>	mm/Jahr <sup>1/2</sup>	2.85	2.58	2.82	1.89

1) Die Werte wurden auf einen CO<sub>2</sub>-Gehalt von 0.032% umgerechnet bzw. gelten für diesen Gehalt.

Tabelle 5.7a Karbonatisierungskonstanten der Betone der Hauptversuche "C-B".

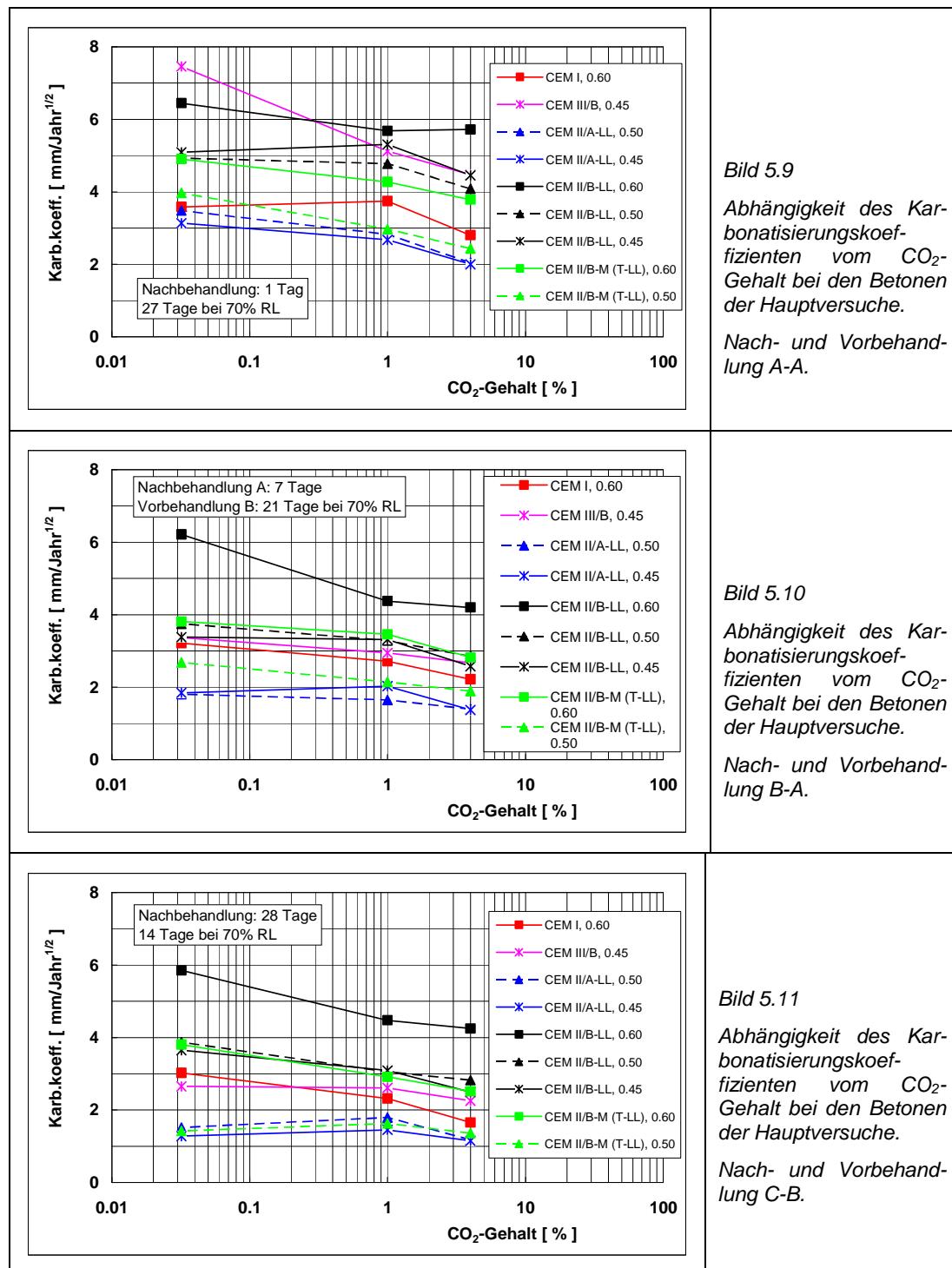
Karbonatisierungs-konstanten		AGB21	AGB22	AGB24	AGB25	AGB26
<b>Schwindraum (Labor), 0.032% CO<sub>2</sub></b>						
a	mm	0.70	1.05	0.78	0.60	0.96
K <sub>N</sub>	mm/Tag <sup>1/2</sup>	0.16	0.14	0.08	0.07	0.31
K <sub>N</sub> <sup>1)</sup>	mm/Jahr <sup>1/2</sup>	3.02	2.65	1.52	1.28	5.85
<b>1% CO<sub>2</sub></b>						
a	mm	1.01	1.31	0.33	0.68	1.01
K <sub>S</sub>	mm/Tag <sup>1/2</sup>	0.68	0.76	0.52	0.42	1.31
K <sub>SN</sub> <sup>1)</sup>	mm/Jahr <sup>1/2</sup>	2.32	2.61	1.79	1.45	4.47
<b>4% CO<sub>2</sub></b>						
a	mm	1.30	1.05	0.49	0.70	0.03
K <sub>S</sub>	mm/Tag <sup>1/2</sup>	0.97	1.32	0.69	0.67	2.49
K <sub>SN</sub> <sup>1)</sup>	mm/Jahr <sup>1/2</sup>	1.65	2.25	1.17	1.15	4.25

1) Die Werte wurden auf einen CO<sub>2</sub>-Gehalt von 0.032% umgerechnet bzw. gelten für diesen Gehalt.

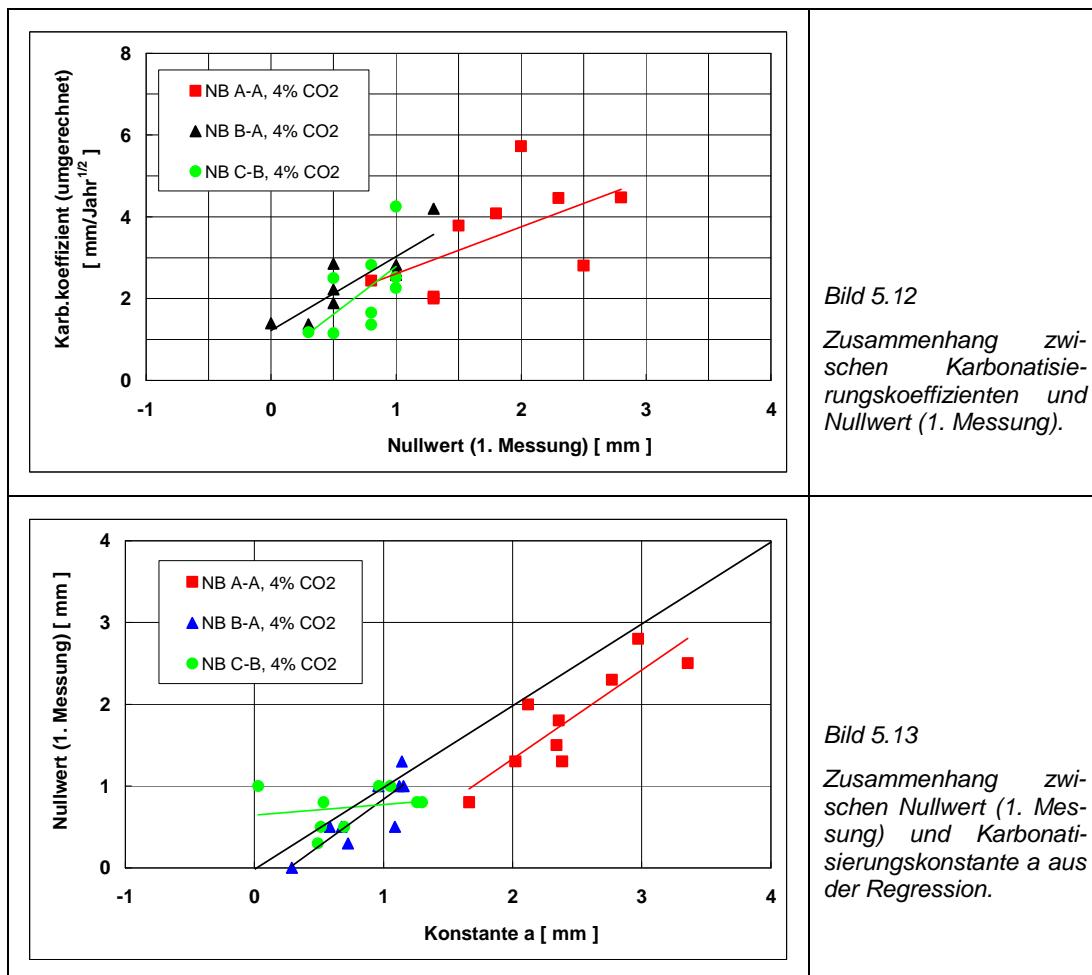
Tabelle 5.7b Karbonatisierungskonstanten der Betone der Hauptversuche "C-B".

Karbonatisierungs-konstanten		AGB27	AGB28	AGB29	AGB30
<b>Schwindraum (Labor), 0.032% CO<sub>2</sub></b>					
a	mm	0.70	0.73	0.63	0.92
K <sub>N</sub>	mm/Tag <sup>1/2</sup>	0.20	0.19	0.20	0.07
K <sub>N</sub> <sup>1)</sup>	mm/Jahr <sup>1/2</sup>	3.87	3.65	3.81	1.42
<b>1% CO<sub>2</sub></b>					
a	mm	0.67	0.67	0.78	1.15
K <sub>S</sub>	mm/Tag <sup>1/2</sup>	0.89	0.90	0.85	0.48
K <sub>SN</sub> <sup>1)</sup>	mm/Jahr <sup>1/2</sup>	3.06	3.09	2.91	1.63
<b>4% CO<sub>2</sub></b>					
a	mm	0.54	0.52	0.96	1.26
K <sub>S</sub>	mm/Tag <sup>1/2</sup>	1.65	1.46	1.47	0.80
K <sub>SN</sub> <sup>1)</sup>	mm/Jahr <sup>1/2</sup>	2.82	2.50	2.52	1.36

1) Die Werte wurden auf einen CO<sub>2</sub>-Gehalt von 0.032% umgerechnet bzw. gelten für diesen Gehalt.

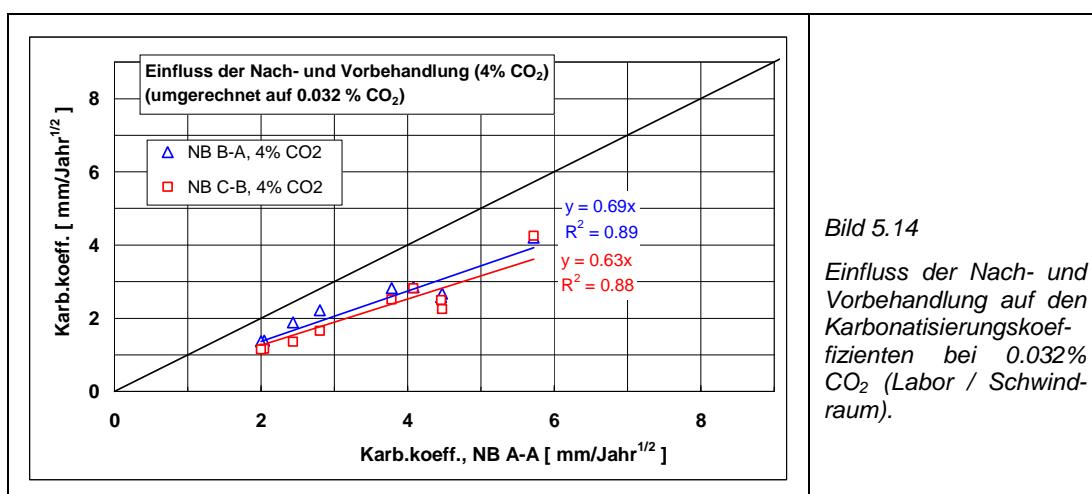


Die ermittelten Karbonatisierungskoeffizienten nehmen mit dem Wert der ersten Messung (Nullwert) zu (Bild 5.12). Zwischen Nullwert und der mit der linearen Regression berechnete Karbonatisierungskonstante  $a$  besteht eine enge Beziehung (Bild 5.13). Die Güte dieses Zusammenhangs ist ein Zeichen für die Qualität der Daten.



### 5.3.3 Einfluss der Nachbehandlung

In den folgenden Bildern (**Bild 5.14 bis Bild 5.16**) sind die Karbonatisierungskoeffizienten der Nach- und Vorbehandlung "B-A" und "C-B" gegen die Werte von "A-A" für die CO<sub>2</sub>-Gehalte von 0.032% (Labor/Schwindraum), 1 und 4% aufgetragen. Zwischen den verschiedenen CO<sub>2</sub>-Gehalten sind keine relevanten Unterschiede vorhanden (**Tabelle 5.8**). Wie schon oben festgestellt, ist der Einfluss der Vorbehandlung nicht relevant. Dahingegen reduzierte eine Verlängerung der Nachbehandlung den Karbonatisierungskoeffizienten sehr erheblich (**Bild 5.17**). Die Reduktion ist stark von der Zementart abhängig (**Bild 5.18**).



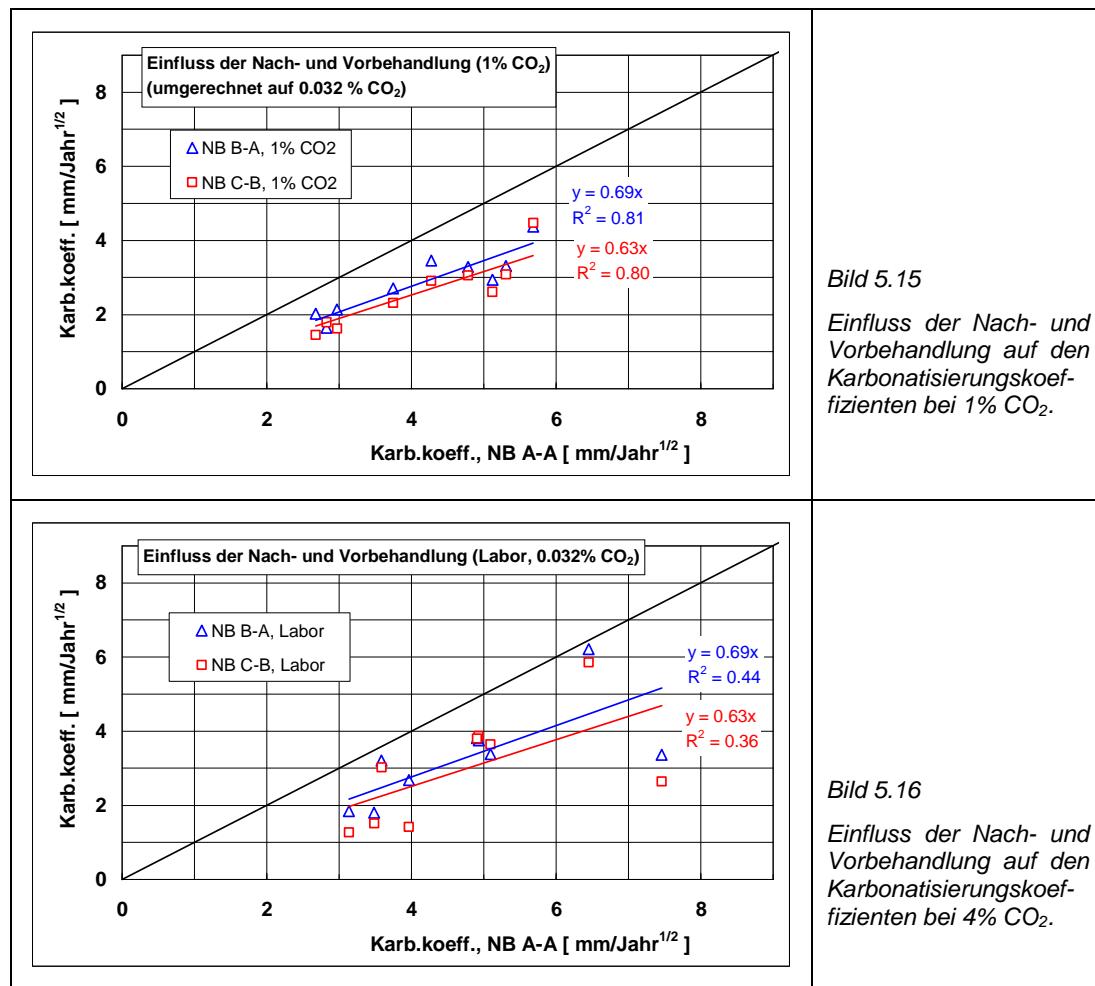
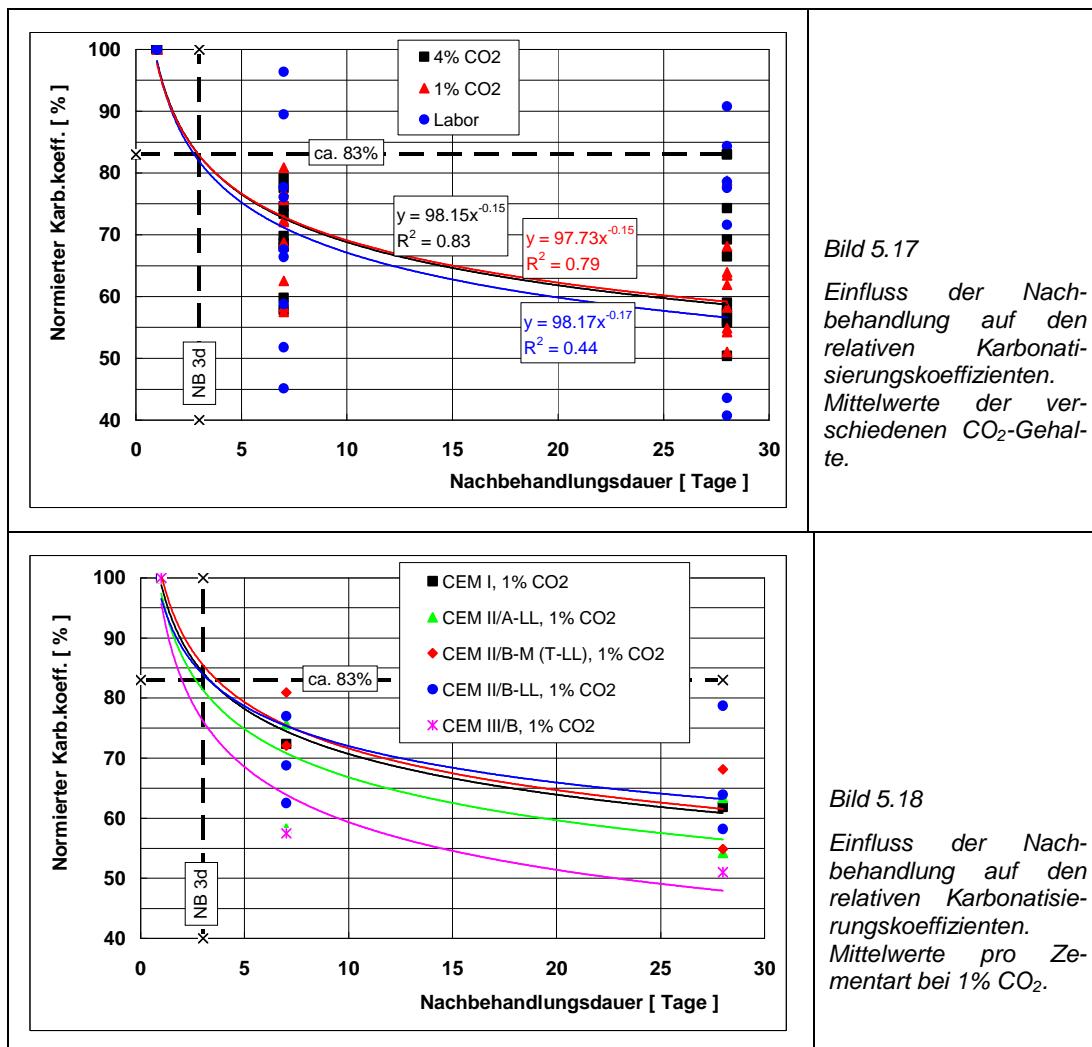


Tabelle 5.8 Relative Wirkung der Nachbehandlung und Vorbehandlung auf den Karbonatisierungskoeffizienten der Betone der Hauptversuche.

CO <sub>2</sub> -Gehalt, Vol.-%	Relative Wirkung der Nachbehandlung		
	A-A (1d)	B-A (7d)	C-B (28d)
0.032	1.00	0.69	0.63
1.0	1.00	0.69	0.63
4.0	1.00	0.69	0.63



### 5.3.4 Einfluss des CO<sub>2</sub>-Gehaltes

Nachfolgend wird der Einfluss des CO<sub>2</sub>-Gehaltes auf den Karbonatisierungskoeffizienten genauer analysiert. Zunächst zeigt **Bild 5.19** die Gegenüberstellung der Werte aus den verschiedenen Karbonatisierungsbedingungen. Im Mittel liegen die Karbonatisierungskoeffizienten unter Laborbedingungen etwa 13% höher als die Werte bei der Schnellkarbonatisierung bei 1% CO<sub>2</sub>. Die entsprechenden Werte bei 4% CO<sub>2</sub> sind im Mittel 14% tiefer als jene bei 1% CO<sub>2</sub>.

Weiter wurden die auf den Wert von 1% CO<sub>2</sub> bezogenen relativen Karbonatisierungskoeffizienten gegen den CO<sub>2</sub>-Gehalt für die verschiedenen Nach- und Vorbehandlungen aufgetragen (**Bild 5.20**). Die Streuung beim relativen Karbonatisierungskoeffizienten ist ganz erheblich, am grössten bei der längsten Nachbehandlung (evtl. wegen der unterschiedlichen Empfindlichkeit der Betone bzgl. Auslaugung). Die Differenzen zwischen den Werten für 0.032 und 4% CO<sub>2</sub> schwanken, je nach Vor- und Nachbehandlung zwischen 23 und 29%. Ein allgemeiner Zusammenhang beim Einfluss der Zementart oder des w/z-Wertes ist aber nicht erkennbar (**Tabelle 5.9**). Bei den Werten unter den natürlichen Laborbedingungen ist erneut auf die Tatsache hinzuweisen, dass die CO<sub>2</sub>-Gehalte im Schwindraum sehr stark schwankten.

Die festgestellten eher grossen Streuungen sind in Anbetracht der Beschleunigung um den Faktor 5.6 (560%) bei 1% CO<sub>2</sub> und 11.2 (1120%) bei 4% CO<sub>2</sub> gegenüber der natürlichen Laborbedingungen zu relativieren.

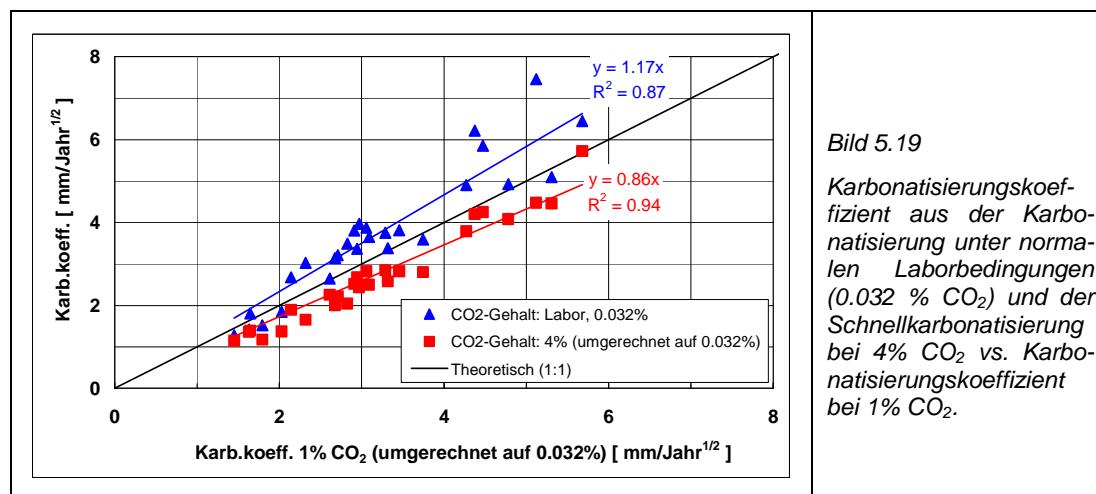


Bild 5.19

Karbonatisierungskoeffizient aus der Karbonatisierung unter normalen Laborbedingungen (0.032 %  $\text{CO}_2$ ) und der Schnellkarbonatisierung bei 4%  $\text{CO}_2$  vs. Karbonatisierungskoeffizient bei 1%  $\text{CO}_2$ .

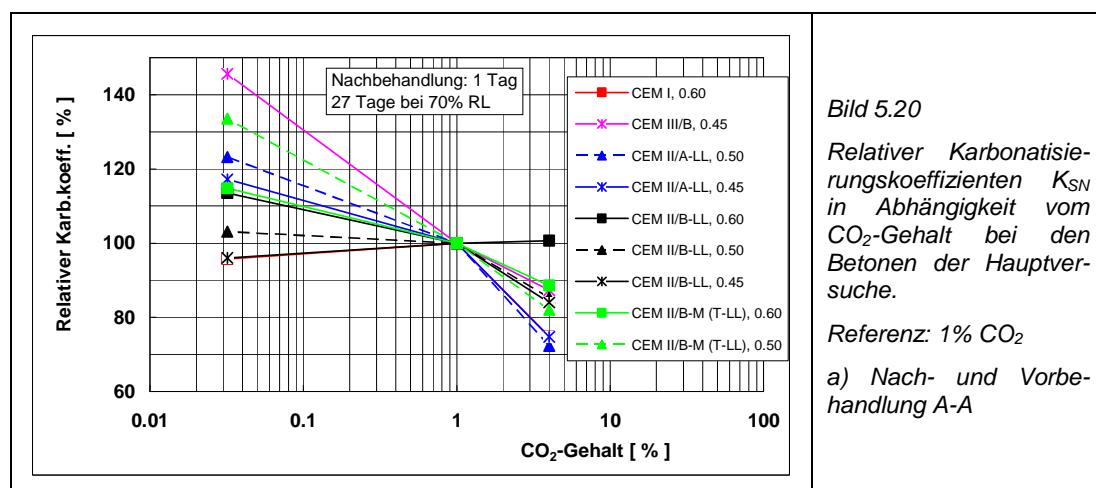


Bild 5.20

Relativer Karbonatisierungskoeffizienten  $K_{SN}$  in Abhängigkeit vom  $\text{CO}_2$ -Gehalt bei den Betonen der Hauptversuche.

Referenz: 1%  $\text{CO}_2$

a) Nach- und Vorbehandlung A-A

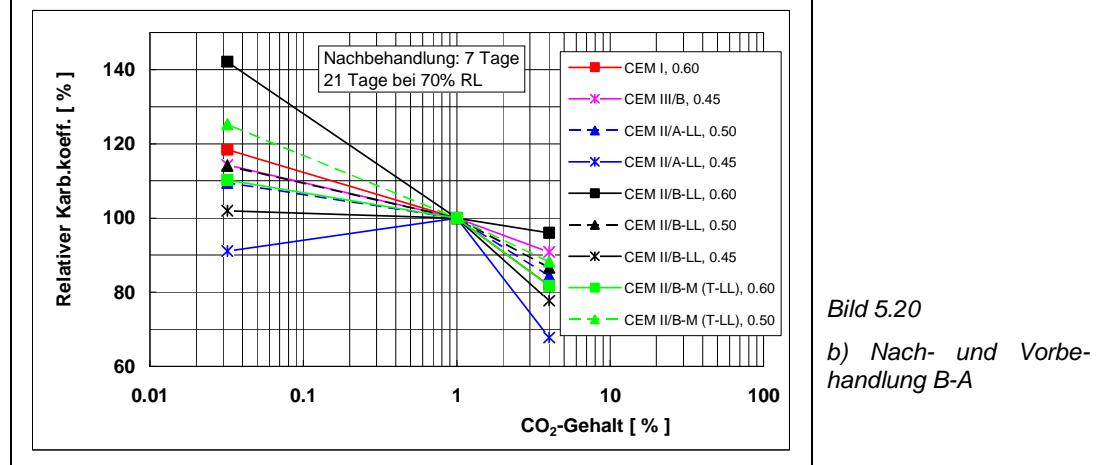


Bild 5.20

b) Nach- und Vorbehandlung B-A

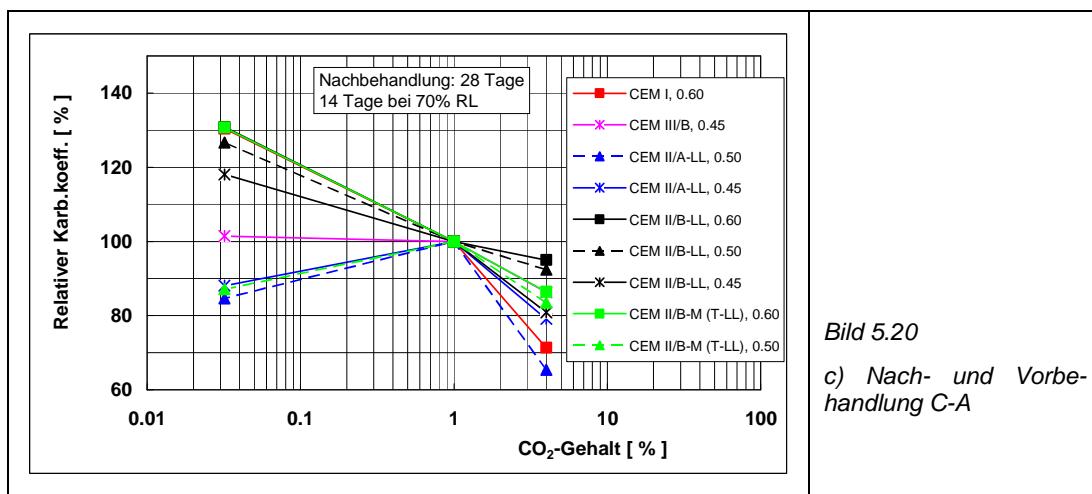


Bild 5.20

c) Nach- und Vorbehandlung C-A

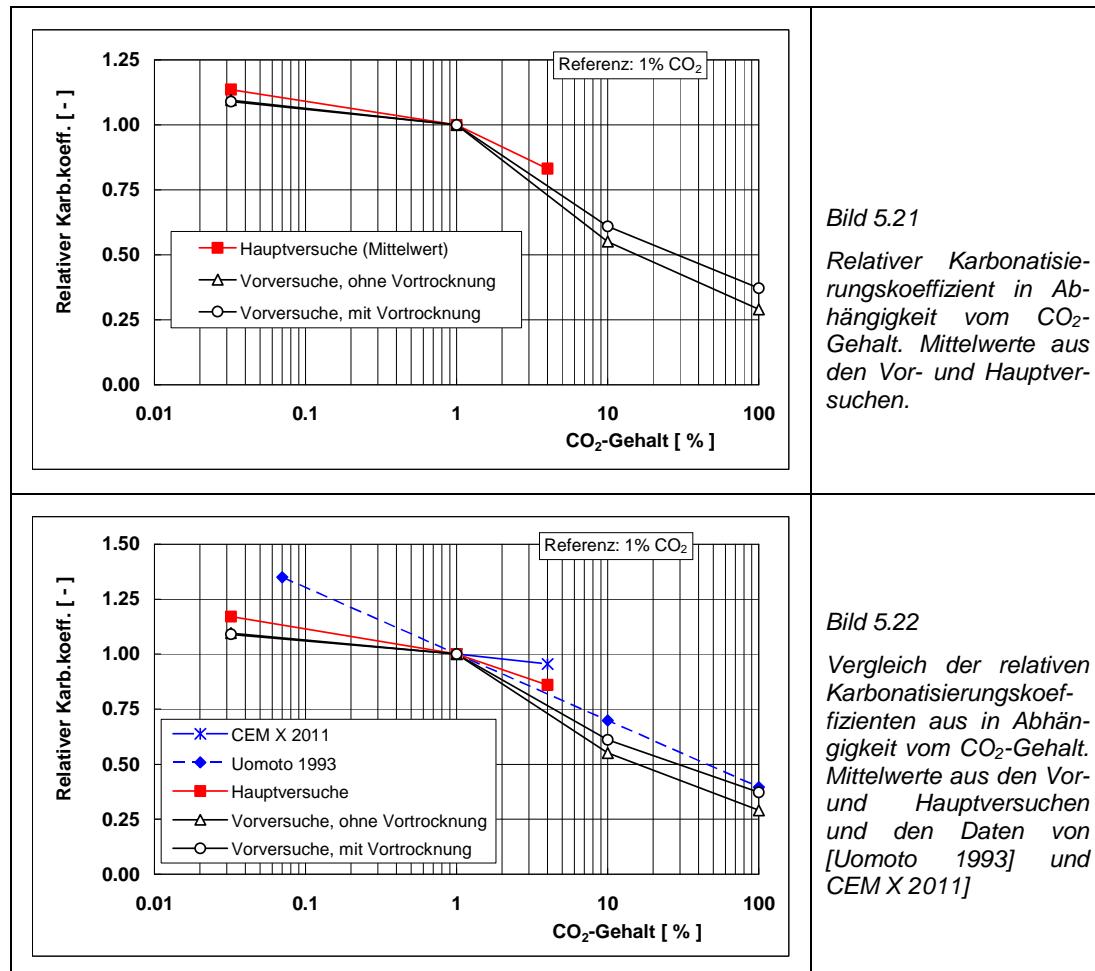
Tabelle 5.9 Einfluss des CO<sub>2</sub>-Gehaltes sowie der Nach- und Vorbehandlung auf den relativen Karbonatisierungskoeffizienten der Betone der Hauptversuche, aufgeschlüsselt nach Zementart.

CO <sub>2</sub> -Gehalt, %	AGB21	AGB22	AGB24	AGB25	AGB26	AGB27	AGB28	AGB29	AGB30
	CEM I	CEM III/B	CEM II/A-LL	CEM II/A-LL	CEM II/B-LL	CEM II/B-LL	CEM II/B-LL	CEM II/B-M (T-LL)	CEM II/B-M (T-LL)
<b>Vor- und Nachbehandlung A-A</b>									
0.032	96	146	123	117	113	103	96	115	134
1	100	100	100	100	100	100	100	100	100
4	75	87	72	75	101	85	84	89	82
<b>Vor- und Nachbehandlung B-A</b>									
0.032	118	114	110	91	142	114	102	110	125
1	100	100	100	100	100	100	100	100	100
4	82	91	84	68	96	87	78	82	88
<b>Vor- und Nachbehandlung C-B</b>									
0.032	130	101	85	88	131	127	118	131	87
1	100	100	100	100	100	100	100	100	100
4	71	86	65	79	95	92	81	86	83
<b>Mittelwert, %</b>									
0.032	115	120	106	99	129	115	105	119	115
1	100	100	100	100	100	100	100	100	100
4	76	88	74	74	97	88	81	86	85
<b>Standardabweichung, %</b>									
0.032	14	19	16	13	12	10	9	9	20
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	4	2	8	5	2	3	3	3	3

In Bild 5.21 sind die mittleren relativen Karbonatisierungskoeffizienten der Vor- und Hauptversuche gegen den CO<sub>2</sub>-Gehalt aufgetragen. Aus der Tabelle 5.10 können die Zahlenwerte entnommen werden. In Bild 5.22 ist ausserdem der Vergleich mit den Ergebnissen von [Uomoto 1993] dargestellt. Weiter enthält diese Bild die Ergebnisse der europäischen Forschungsarbeit im Zusammenhang mit dem CEM-Projekt [CEN 2011].

Aus den vorhergehenden Bildern und Tabellen können folgende Schlüsse gezogen werden:

- Die unter natürlichen Bedingungen (0.032% CO<sub>2</sub>) gemessenen Karbonatisierungskoeffizienten liegen bei den Hauptversuchen im Mittel 13% höher als die Werte bei 1% CO<sub>2</sub>. Bei den Vorversuchen ergaben sich sehr ähnliche Werte (13 und 18%). Diese Werte sind erheblich tiefer als jene von [Uomoto 1993].
- Die Werte der Hauptversuche bei 4% CO<sub>2</sub> sind im Mittel 14% tiefer als die Werte bei 1% CO<sub>2</sub>. Dieser Wert liegt etwas über den Geraden aus den Vorversuchen und jener von [Uomoto 1993], aber deutlich tiefer als die Werte von [CEN 2011]. Gegenüber dem Wert für 0.032% ergibt sich bei 4% CO<sub>2</sub> eine Reduktion von insgesamt 27%. Dies bedeutet, dass der Karbonatisierungskoeffizient bei 4% CO<sub>2</sub> mit dem mittleren Korrekturfaktor (Verhältnis von 4 zu 0.032% CO<sub>2</sub> in **Tabelle 5.10**) von 1.36 multipliziert werden muss, damit diese gleichwertig sind wie jene der Laborlagerung mit 0.032% CO<sub>2</sub>.
- Zwischen den verschiedenen Vor- und Nachbehandlungen gibt es keine systematischen Unterschiede.
- Auch wenn die Werte der Vorversuche mit einer gewissen Vorsicht zu betrachten sind, ist in **Bild 5.21** erkennbar, dass bei CO<sub>2</sub>-Gehalten über 1% der Abfall des relativen Karbonatisierungskoeffizienten steiler wird. Der mittlere Korrekturfaktor für die Messungen mit 100% beträgt 3.37.



*Tabelle 5.10 Einfluss des CO<sub>2</sub>-Gehaltes auf den relativer Karbonatisierungskoeffizienten der Betone der Vor- und Hauptversuche.*

CO <sub>2</sub> -Gehalt, Vol.-%	Relativer Karbonatisierungskoeffizient		
	Vorversuche, ohne Vortrocknung	Vorversuche, mit Vortrocknung	Hauptversuche (Bild 5.19)
0.032	1.10	1.09	1.17
1.0	1.00	1.00	1.00
4.0	--	--	0.86
10	0.55	0.61	--
100	0.29	0.37	--
Verhältnis "0.032" zu "4"	--	--	<b>1.36</b>
Verhältnis "0.032" zu "100"	3.77	2.93	--
	3.35		

Für die mit zunehmendem CO<sub>2</sub>-Gehalt abnehmende relative Beschleunigung der Karbonatisierung gibt es verschiedene mögliche Ursachen:

- Abdiffusion von Wasser aus dem Beton ist zu langsam.
- Änderung der Wassersättigung der Luft mit zunehmendem CO<sub>2</sub>-Gehalt
- Erhöhung des Wassergehaltes in der Karbonatisierungsfront, da die Karbonatisierungsreaktion Wasser frei setzt und die Abdiffusion des Wassers zu langsam ist und so die Reaktionsgeschwindigkeit mit dem CO<sub>2</sub> reduziert.
- Karbonatisierung von zusätzlichen Komponenten des Zementsteins.

Punkt 1: Die durchgeführten Untersuchungen belegen, dass der Abtransport des Wassers aus dem Porenraum nicht kritisch ist. Wäre dies der Fall, müsste zwischen den Ergebnissen bei 0.032, 1 und 4% CO<sub>2</sub> und den verschiedenen Nach- und Vorbehandlungen weit grössere Unterschiede auftreten. Es kann daher davon ausgegangen werden, dass die Diffusion von Wasser gegenüber der Diffusion von CO<sub>2</sub> ausreichend viel schneller ist und eine Vorlagerung von 2 bis 3 Wochen bis zum Beginn der Schnellkarbonatisierung ausreichend ist.

Punkt 2: Dieser Punkt kann vernachlässigt werden. Die Literaturrecherche ergab, dass sich die Wassersättigung der Luft mit zunehmendem CO<sub>2</sub>-Gehalt bis zu einer Temperatur von 50 °C kaum ändert (Bild 5.23). Oberhalb von etwa 55 °C ist die Wassersättigung des 100% CO<sub>2</sub>-Gases tiefer als jene der Luft.

Punkt 3: Der Punkt wurde bisher nicht systematisch untersucht. Die mögliche Wasseranreicherung in der Karbonatisierungsfront ist messtechnisch schlecht zugänglich. Sie könnte u.a. auch dazu führen, dass sich die Abhängigkeit der Karbonatisierungsgeschwindigkeit von der relativen Luftfeuchtigkeit ändert und das Karbonatisierungsmaximum bei einer tieferen relativen Luftfeuchtigkeit auftritt. Systematische Untersuchungen dazu gibt es nicht. Hingegen können die Resultate von [Gonen 2007] mit 40% CO<sub>2</sub> herangezogen werden. Demnach verändert sich das Karbonatisierungsmaximum im Vergleich zu den Ergebnissen mit tieferen CO<sub>2</sub>-Gehalten kaum (Bild 2.21).

Punkt 4: Gemäss verschiedener Arbeiten (z.B. [Hyvert 2009, Castellote 2009, Muntean 2005]) karbonatisieren bei erhöhten CO<sub>2</sub>-Gehalten zusätzliche Bestandteile des Zementsteins. Damit verstopfen die Poren des Zementsteins bei hohen CO<sub>2</sub>-Gehalten stärker als unter natürlichen Bedingungen [Uomoto 1993, Hyvert 2009]. Ob dies für die reduzierte Beschleunigung bei hohen CO<sub>2</sub>-Gehalten alleine verantwortlich ist, kann zurzeit nicht beurteilt werden. Auf jeden Fall ist es eine plausible Erklärung.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass es mehrere Erklärungen gibt für den Befund, dass der Karbonatisierungskoeffizient nicht mit dem theoretischen Beschleunigungsfaktor gemäss Gleichung 2.3.a bzw. mit Verhältnis  $([CO_2]_S/[CO_2]_N)^{1/2}$  zunimmt.

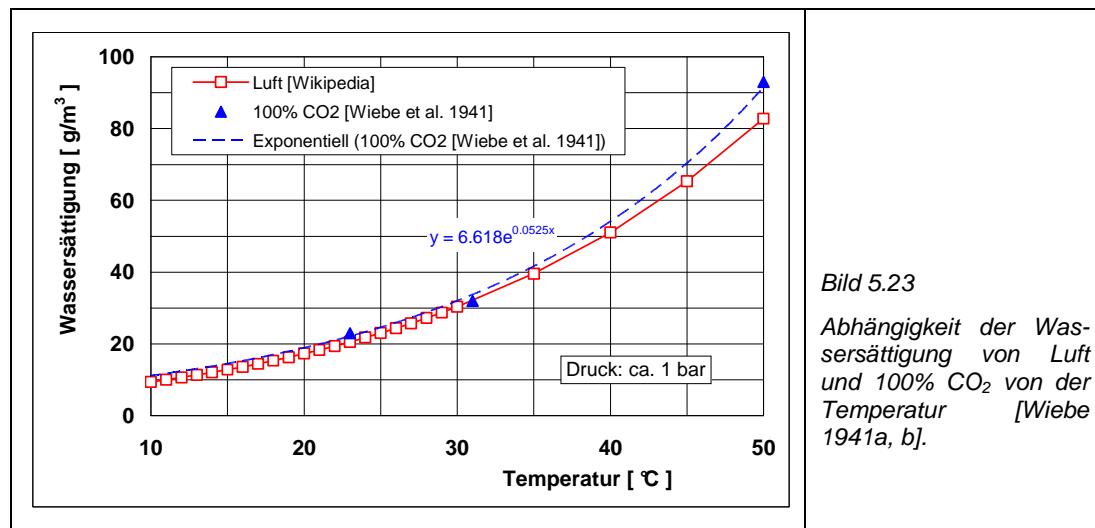


Bild 5.23

Abhängigkeit der Wassersättigung von Luft und 100% CO<sub>2</sub> von der Temperatur [Wiebe 1941a, b].

### 5.3.5 Einfluss des w/z-Wertes und des Luftgehaltes

Der Einfluss des w/z-Wertes und des Luftgehaltes wurden nicht systematisch untersucht. Trotzdem geben die Ergebnisse einige Hinweise. Der Einfluss des w/z-Wertes und der Vor- und Nachbehandlung "A-A" auf den Karbonatisierungskoeffizienten der Betone mit CEM II/B-LL geht aus **Bild 5.24** hervor. Die Werte der LP-Betone liegen deutlich über den Trendlinien der Werte der Betone mit den w/z-Werten von 0.50 und 0.60.

In **Bild 5.25** sind die Resultate für den Beton mit CEM II/B-M (T-LL) und den Vor- und Nachbehandlungen "A-A" und "B-A". Die Abhängigkeit des Karbonatisierungskoeffizienten ist ähnlich wie jene von anderen Arbeiten. Bei der Reduktion des w/z-Wertes von 0.60 auf 0.50 nimmt der Karbonatisierungswiderstand gemäß **Tabelle 5.11** im Mittel um 1.39 mm/Jahr<sup>1/2</sup> ab. Die relative Abnahme beträgt rund 70% (**Tabelle 5.12**). Gemäß **Bild 2.52** liegt der Karbonatisierungskoeffizient bei einem w/z-Wert von 0.50 bei rund 75% des Wertes für den w/z-Wert von 0.60.

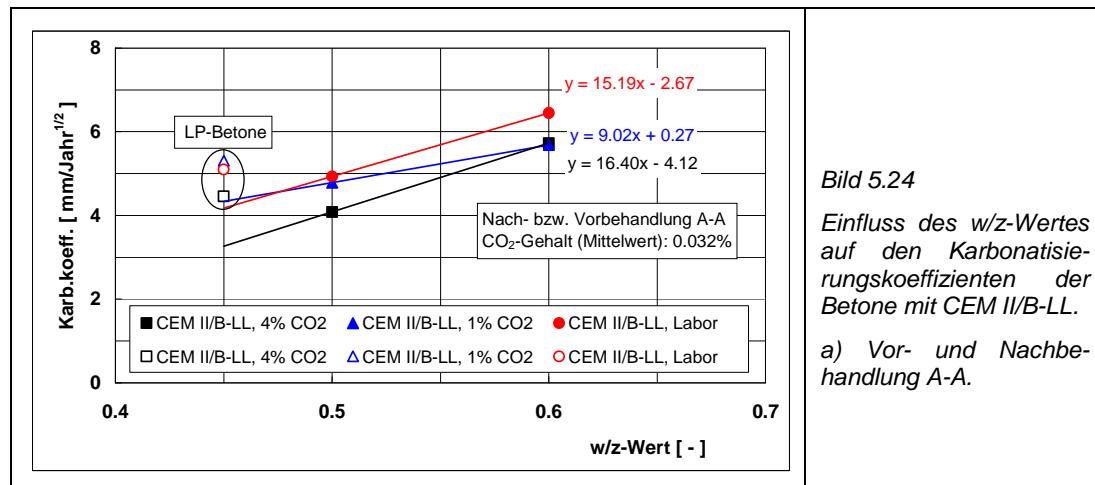


Bild 5.24

Einfluss des w/z-Wertes auf den Karbonatisierungskoeffizienten der Betone mit CEM II/B-LL.  
a) Vor- und Nachbehandlung A-A.

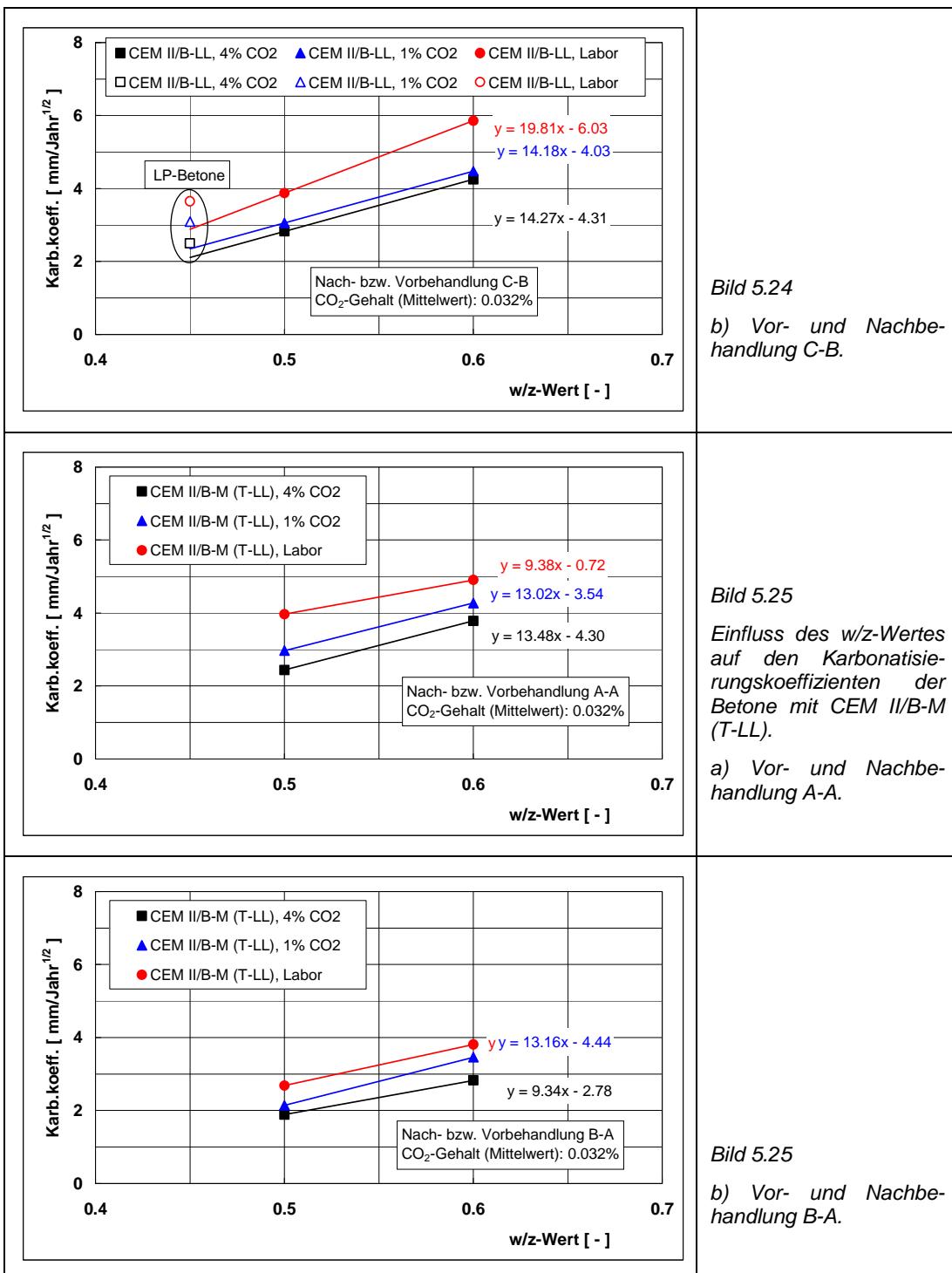


Tabelle 5.11 Änderung des Karbonatisierungskoeffizienten mit dem w/z-Wert (0.50/0.60).

Zementart	NB	Differenz der Karbonatisierungskoeffizienten zw. dem w/z-Wert von 0.50 und 0.60, mm/Jahr <sup>1/2</sup>			
		CO <sub>2</sub> -Gehalt bei Prüfung			
		4% CO <sub>2</sub>	1% CO <sub>2</sub>	Labor (0.032% CO <sub>2</sub> )	Mittelwert
CEM II/B-LL	A-A	1.64	0.90	1.52	1.35
	B-A	1.35	1.09	2.46	1.63
	C-B	1.43	1.42	1.98	1.61
<b>Mittelwert CEM II/B-LL</b>		<b>1.47</b>	<b>1.14</b>	<b>1.99</b>	<b>1.61</b>
CEM II/B-M (T-LL)	A-A	1.35	1.30	0.94	1.20
	B-A	0.93	1.32	1.13	1.13
	C-B	1.16	1.28	2.39	1.61
<b>Mittelwert CEM II/B-M (T-LL)</b>		<b>1.15</b>	<b>1.30</b>	<b>1.48</b>	<b>1.31</b>
<b>Mittelwert beide Zemente</b>		<b>1.31</b>	<b>1.22</b>	<b>1.74</b>	<b>1.42</b>

Tabelle 5.12 Relative Änderung des Karbonatisierungskoeffizienten mit dem w/z-Wert (0.50/0.60).

Zementart	NB	Karbonatisierungskoeffizienten beim w/z-Wert von 0.50 relativ zum Wert bei 0.60, %			
		CO <sub>2</sub> -Gehalt bei Prüfung			
		4% CO <sub>2</sub>	1% CO <sub>2</sub>	Labor (0.032% CO <sub>2</sub> )	Mittelwert
CEM II/B-LL	A-A	71	84	76	77
	B-A	68	75	60	72
	C-B	66	68	66	67
<b>Mittelwert CEM II/B-LL</b>		<b>69</b>	<b>76</b>	<b>70</b>	<b>71</b>
CEM II/B-M (T-LL)	A-A	64	70	81	72
	B-A	67	62	70	66
	C-B	54	56	37	49
<b>Mittelwert CEM II/B-M (T-LL)</b>		<b>62</b>	<b>62</b>	<b>63</b>	<b>62</b>
<b>Mittelwert beide Zemente</b>		<b>65</b>	<b>69</b>	<b>65</b>	<b>67</b>

Die hier vorgestellten Ergebnisse decken sich weitgehend mit der Analyse der Literaturdaten (Bild 2.52). Der Karbonatisierungskoeffizient ist bei einem w/z-Wert von 0.60 etwa 1.39 mm/Jahr<sup>1/2</sup>, d.h. etwa 30% höher als der Wert beim w/z von 0.50.

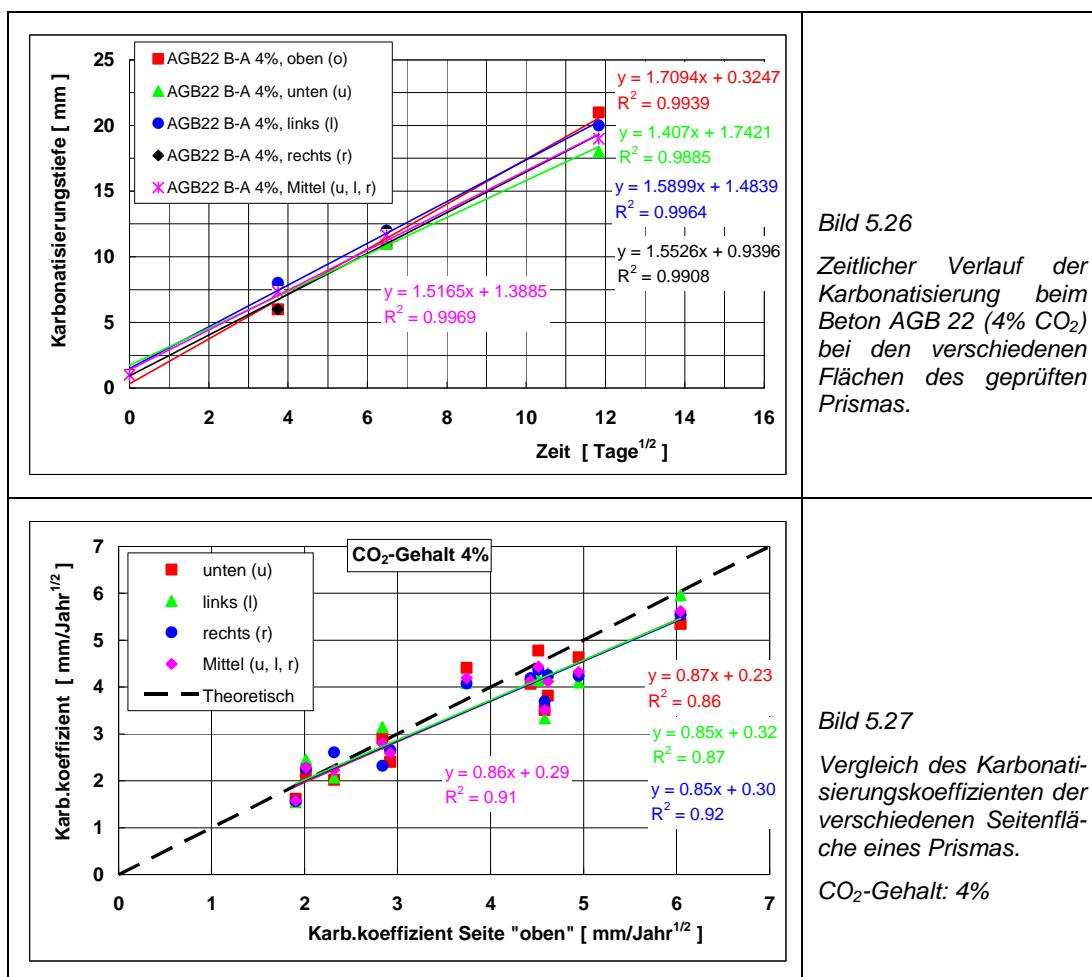
## 5.4 Karbonatisierung der Oberseiten der Prüfkörper

Um die Streuung der Resultate zu analysieren, wurden die Karbonatisierung der einzelnen Seitenflächen miteinander verglichen. Vorab interessierte dabei die Frage, ob die Karbonatisierung der Oberseite sich anders verhält als jene der Seitenflächen oder der Unterseite. Bild 5.26 zeigt zunächst am Beispiel des Betons AGB22 die zeitliche Entwicklung der Karbonatisierung. Der Vergleich der Werte der Oberseite mit jenen der Unter- und Seitenflächen sowie mit dem Mittelwert von ein paar willkürlich ausgewählten Betonen ist in Bild 5.27 und Bild 5.28 dargestellt. Bild 5.29 und Bild 5.30 zeigen die Standardabweichung und die Varianz in Abhängigkeit vom Karbonatisierungskoeffizienten.

Aus den Bildern kann Folgendes entnommen werden:

- Bei den bei 1 und 4% CO<sub>2</sub> geprüften Betonen sind die Karbonatisierungskoeffizienten der Oberseite im Mittel etwa 13 bis 14% höher als jene der übrigen Flächen. Dies fällt nicht ins Gewicht, wenn berücksichtigt wird, dass der Wert der Oberseite nur einer von vier Einzelwerten ist. Der Einfluss reduziert sich damit um den Faktor 4 und fällt bei der Gesamtstreuung nicht mehr ins Gewicht.
- Zwischen der Unterseite und den Seitenflächen ist kein systematischer Unterschied erkennbar.
- Die Standardabweichung nimmt mit zunehmendem Karbonatisierungskoeffizienten nur sehr wenig zu. Im Mittel beträgt sie 0.31 mm/Jahr<sup>1/2</sup> bei 1% CO<sub>2</sub> und 0.25 mm/Jahr<sup>1/2</sup> bei 4% CO<sub>2</sub>.
- Die Varianz nimmt mit zunehmendem Karbonatisierungskoeffizienten ab und liegt mehrheitlich unter 12%.

Man darf annehmen, dass die in **Bild 5.30** gezeigte Standardabweichung etwa der Wiederholstandardabweichung entspricht. Die Vergleichsstandardabweichung ist erfahrungs-gemäss deutlich grösser als die Wiederholstandardabweichung.



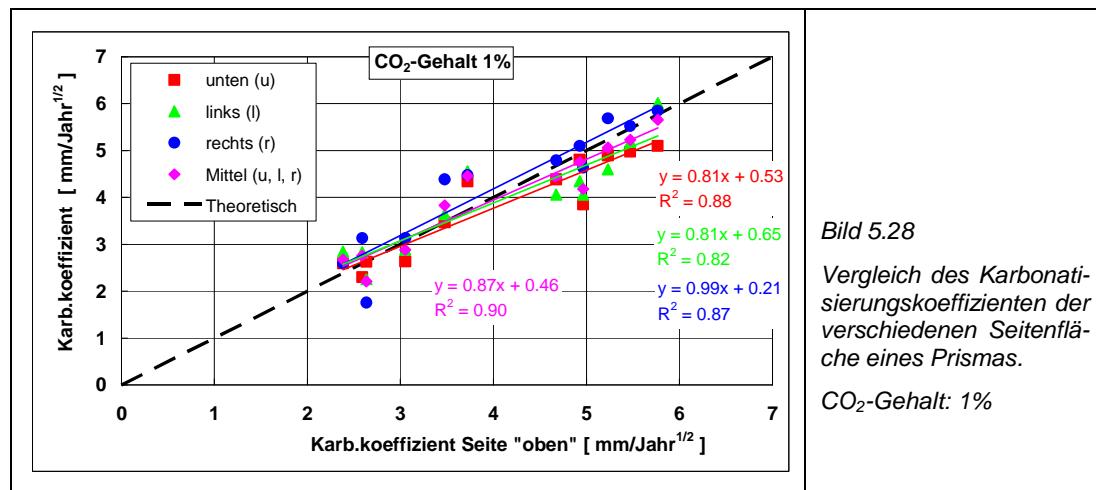


Bild 5.28

Vergleich des Karbonatisierungskoeffizienten der verschiedenen Seitenfläche eines Prismas.

CO<sub>2</sub>-Gehalt: 1%

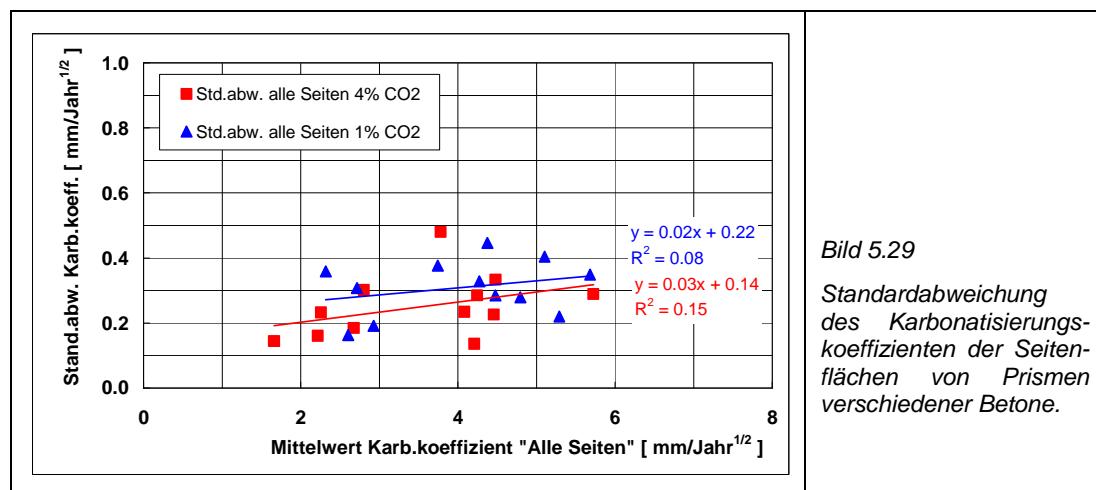


Bild 5.29

Standardabweichung des Karbonatisierungskoeffizienten der Seitenflächen von Prismen verschiedener Betone.

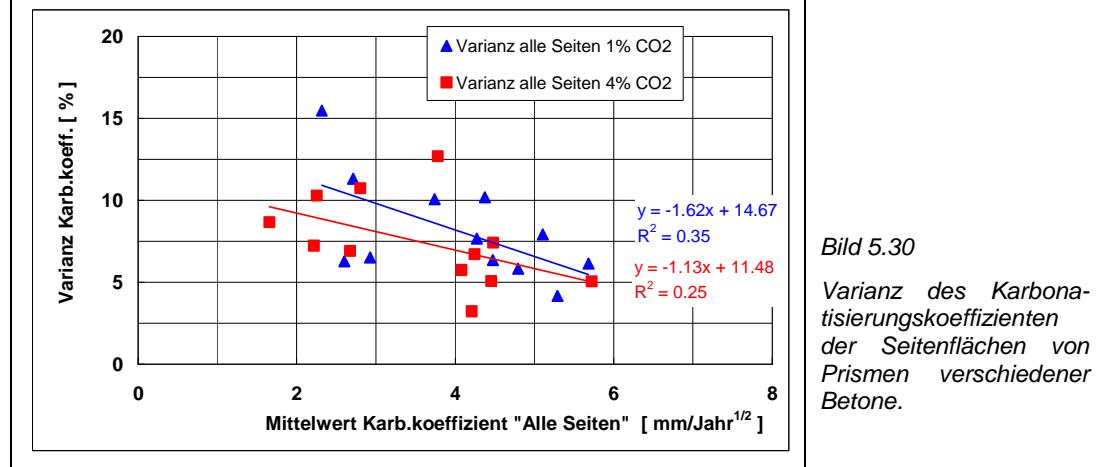
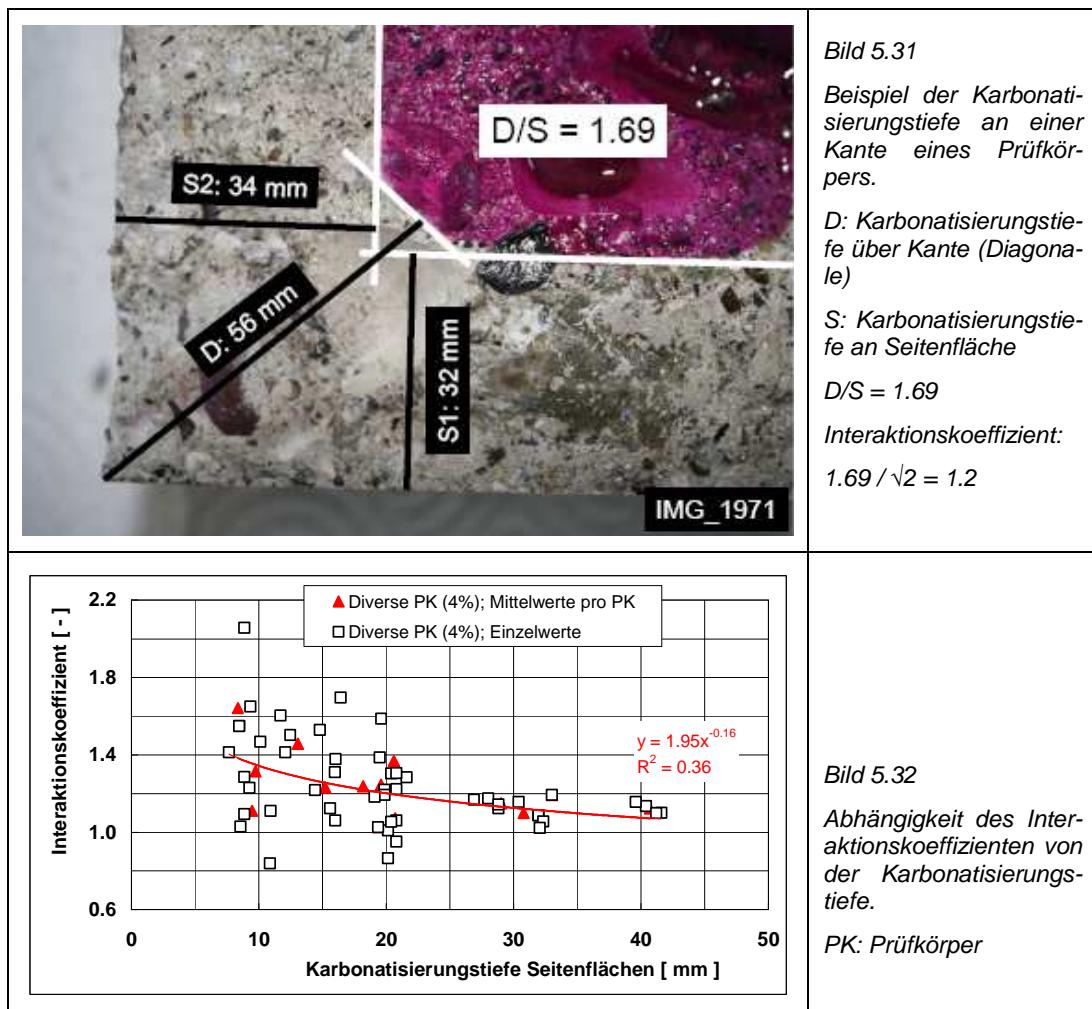


Bild 5.30

Varianz des Karbonatisierungskoeffizienten der Seitenflächen von Prismen verschiedener Betone.

## 5.5 Karbonatisierung an den Kanten

Um den Kanteneffekt bzw. den Interaktionskoeffizient (siehe **Kapitel 2.8.2**) zu quantifizieren, wurden die Karbonatisierungstiefen an den Kanten und den Seitenflächen von mehreren Prüfkörpern bestimmt und das Verhältnis berechnet. **Bild 5.31** zeigt beispielhaft das Ergebnis an der Kante eines Prüfkörpers. In **Bild 5.32** sind die Einzel- und Mittelwerte mehrerer Messungen dargestellt. Die Streuung ist erheblich. Der mittlere Interaktionskoeffizient ist abhängig von der Karbonatisierungstiefe. Bei einer Karbonatisierungstiefe zwischen 20 und 40 mm liegt er zwischen etwa 1.1 und 1.2. Dieses Ergebnis entspricht den Resultaten von anderen Arbeiten (siehe **Kapitel 2.8.2**).



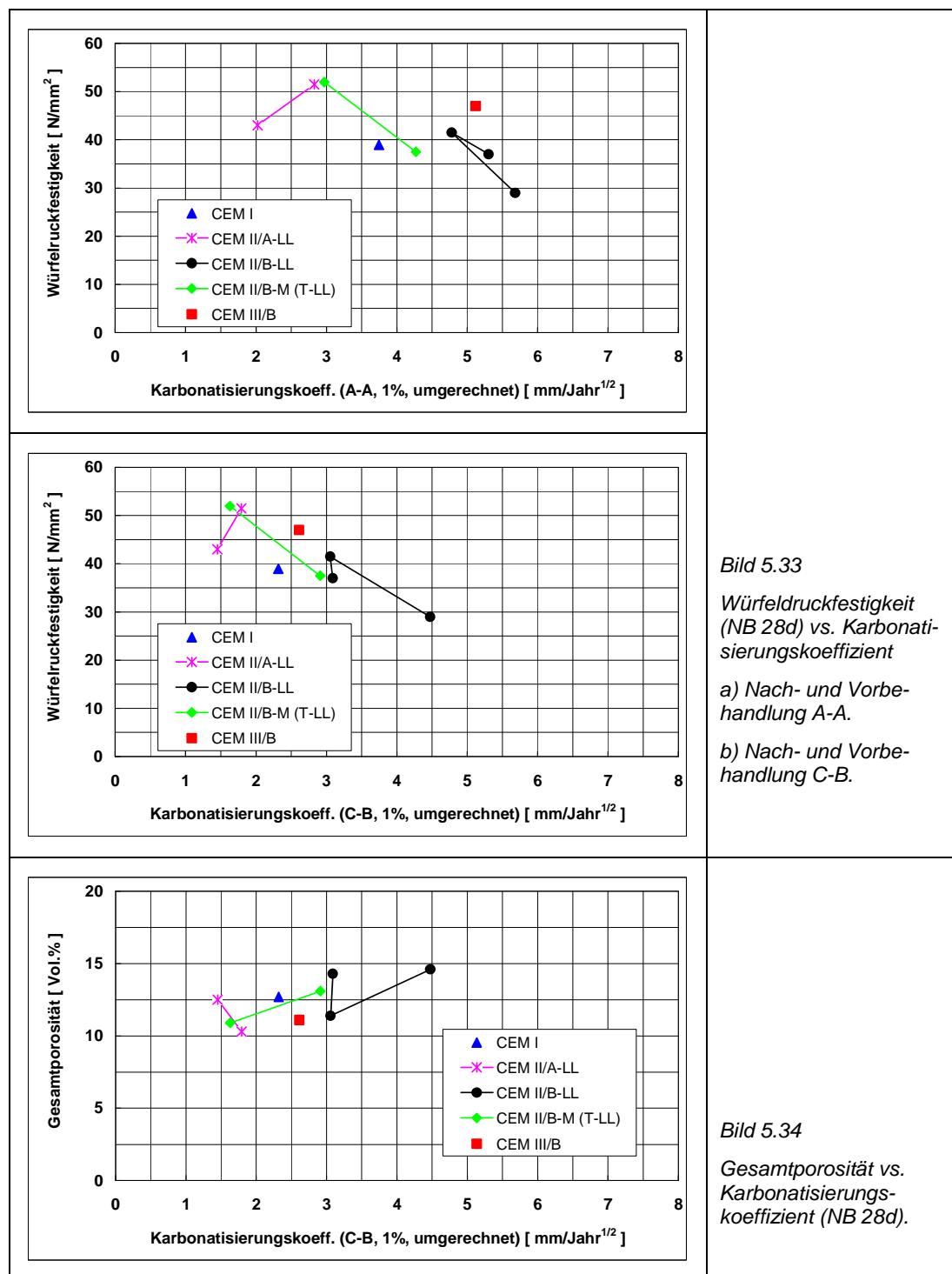
## 5.6 Korrelationen zwischen dem Karbonatisierungskoeffizienten und physikalischen und chemischen Parametern

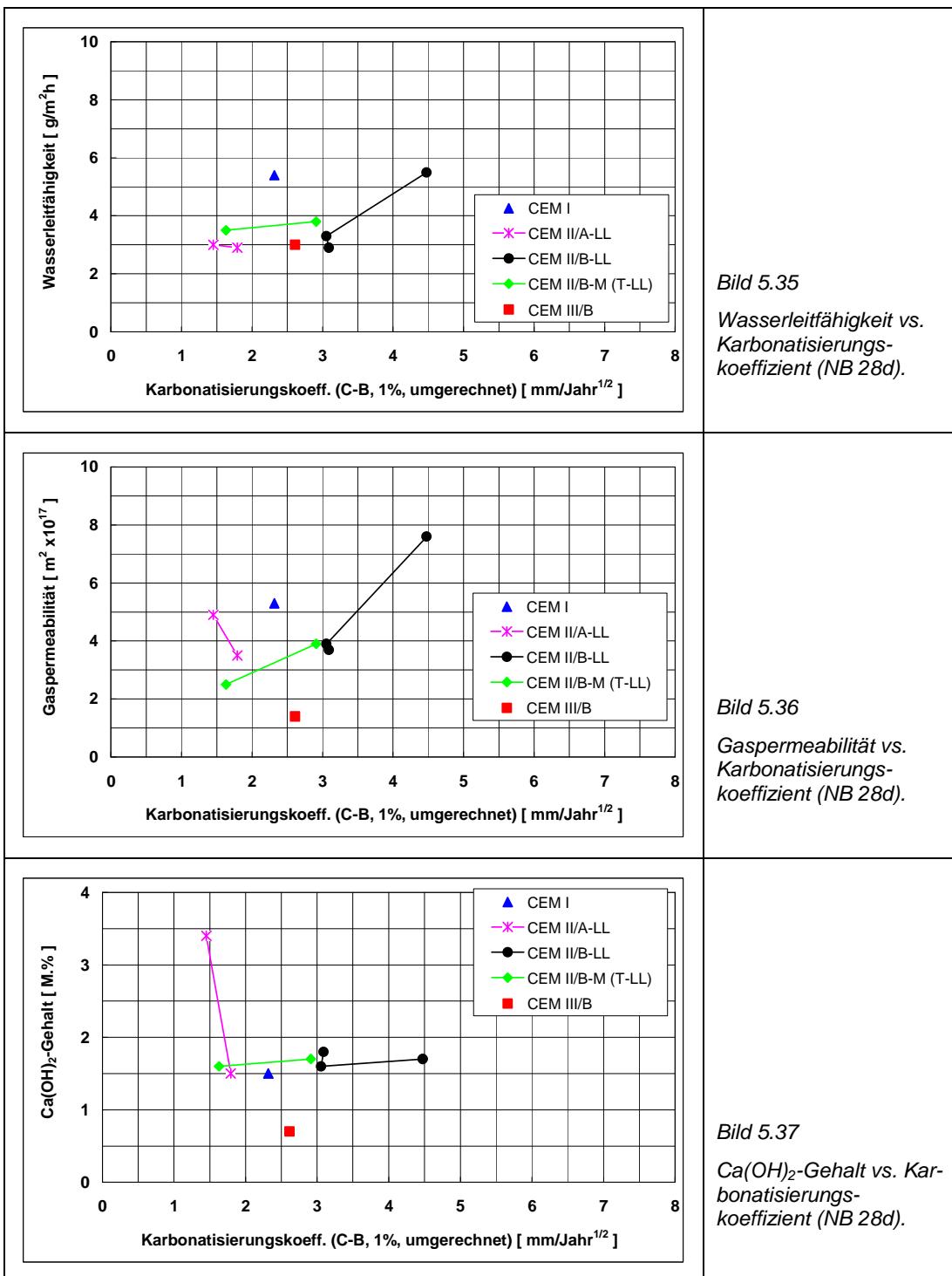
In den folgenden Bildern (**Bild 5.33 bis Bild 5.37**) sind verschiedene physikalische Parameter (Druckfestigkeit, Gesamtporosität, Wasserleitfähigkeit und Gaspermeabilität) und der  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Gehalt gegen den Karbonatisierungskoeffizienten aufgetragen.

Bei der Druckfestigkeit und der Gesamtporosität ist ein schwacher Zusammenhang mit dem Karbonatisierungskoeffizienten zu erkennen, bei den übrigen Größen nicht. Die Nachbehandlung beeinflusst die Beziehung zwischen Karbonatisierungskoeffizient und den verschiedenen Parametern. Beispielhaft ist dies in **Bild 5.33** gezeigt. Dieses Resultat deckt sich im Wesentlichen mit den Ergebnissen der Auswertung von anderen Arbeiten.

Die vorstehende Beurteilung gilt für den Vergleich von Betonen mit unterschiedlichen Zementarten. Beim Vergleich von Betonen mit einer bestimmten Zementart oder einem bestimmten bzw. konstanten Verhältnis Zusatzstoff/Zement sind bessere Korrelationen möglich (siehe **Kapitel 2**).

Wie schon im **Kapitel 4** (Vorversuche) muss auch aus diesen Ergebnissen geschlossen werden, dass es nicht möglich ist, aus einem chemischen oder physikalischen Parameter alleine den Karbonatisierungswiderstand eines bestimmten Betons abzuschätzen. Damit ergibt sich die Notwendigkeit, diese Materialeigenschaft separat zu prüfen.





## 5.7 Zusammenfassung und Folgerungen aus den Vor- und Hauptversuchen

Die Ergebnisse erlauben folgende Folgerungen hinsichtlich des Karbonatisierungswiderstandes von Betonen:

- Die Beschleunigung der Karbonatisierung ändert die Beurteilung des Karbonatisierungswiderstandes der Betone nicht grundlegend. Die beschleunigte Prüfung des Karbonatisierungswiderstandes ist daher möglich.
- Mit zunehmendem  $\text{CO}_2$ -Gehalt nimmt die auf den natürlichen  $\text{CO}_2$ -Gehalt bezogene Beschleunigung der Karbonatisierung (relativer Karbonatisierungskoeffizient gemäss **Gleichung 2.5**) ab, insbesondere bei  $\text{CO}_2$ -Gehalten über 1%. Dies muss bei Berechnung des Karbonatisierungskoeffizienten für natürliche Bedingungen mit einem Korrekturfaktor berücksichtigt werden. Dieser beträgt im Mittel 1.17 für einen  $\text{CO}_2$ -Gehalt von 1% und 1.36 für 4%  $\text{CO}_2$  und gemäss Vorversuchen 3.35 für 100%  $\text{CO}_2$ .
- Die geringere als die theoretisch mögliche Beschleunigung der Karbonatisierungsgeschwindigkeit kann mit der verstärkten Karbonatisierung der CSH-Phasen des Zementsteins und dem damit verbundenen verstärkten Verstopfen der Poren bzw. der Reduktion des  $\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizienten erklärt werden. Es ist möglich, dass auch das mit der Karbonatisierung frei gesetzte Wasser bremsend wirkt.
- Eine Vortrocknung der Prüfkörper erhöht die Karbonatisierungskoeffizienten, die relative Änderung in Abhängigkeit vom  $\text{CO}_2$ -Gehalt bleibt aber erhalten.
- Zwischen Karbonatisierungskoeffizient und physikalischen Parametern (Druckfestigkeit, Gesamtporosität, Wasserleitfähigkeit und Gaspermeabilität) und chemischen Grössen (wasser- und säurelösliches  $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalent und  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Gehalt) sind keine oder nur sehr schwache Zusammenhänge vorhanden. Keiner der Parameter eignet sich für eine Beurteilung des Karbonatisierungswiderstandes von Betonen mit verschiedenen Zementarten und/oder Zusatzstoffen bzw. als Ersatz für die Bestimmung des Karbonatisierungswiderstandes. Der Karbonatisierungswiderstand eines Betons kann nur mit einer Prüfung ermittelt werden.
- Der  $w/z$ - bzw.  $w/z_{\text{eq}}$ -Wert, die Zementart und allfällige Zusatzstoffe des Typs II gemäss SN EN 206-1 haben einen entscheidenden Einfluss auf den Karbonatisierungswiderstand. Luftporenhaltige Betone haben einen geringeren Karbonatisierungswiderstand als die gleichen Betone ohne künstlich eingeführte Luftporen.
- Die Verlängerung der Nachbehandlung von 1 auf 7 Tage reduziert den Karbonatisierungskoeffizienten ganz erheblich. Die Verlängerung von 7 auf 28 Tage bewirkt nur noch eine geringe Verbesserung. Die Zementart hat dabei einen wesentlichen Einfluss.
- Die verstärkte Karbonatisierung der Kanten (so genannter Kanteneffekt) nimmt mit zunehmender Karbonatisierungstiefe ab und kann mit dem Interaktionskoeffizienten beschrieben werden. Bei den praktisch relevanten Karbonatisierungstiefen von 20 bis 30 mm liegt er zwischen 1.1 und 1.2.
- Die ungeschaltenen Oberseiten der Prismen karbonatisieren zwischen 10 und 14% schneller als die Unter- oder Seitenflächen. In Anbetracht, dass dieser Wert nur zu 1/4 in den Mittelwert eingeht, fällt dies nicht ins Gewicht. Die Standardabweichung zwischen den vier Seiten der Prismen liegt im Mittel bei etwa 0.3 mm/Jahr<sup>1/2</sup>, die mittlere Varianz unter 10%. Diese Angaben dürfen auch die Grössenordnung für die Wiederholstandardabweichung sein.

Die Frage des Grenzwertes wird im **Kapitel 6** und die Details der Prüfung im **Kapitel 7** behandelt.

## 6 Grenzwert für den Karbonatisierungskoeffizienten von Betonen

### 6.1 Zeitliche Entwicklung des Klimas und des CO<sub>2</sub>-Gehaltes

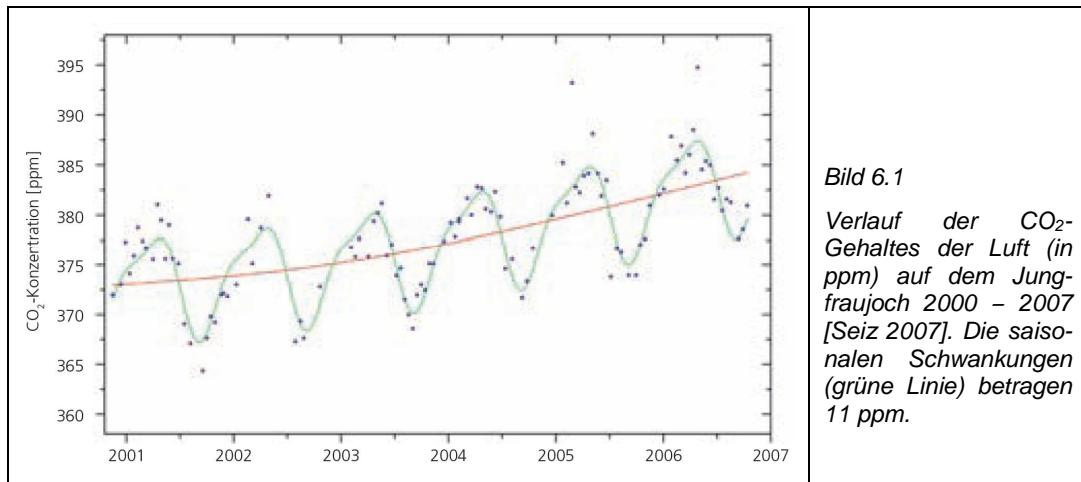
Verschiedene Klimamodelle deuten darauf hin, dass die Temperatur und der CO<sub>2</sub>-Gehalt der Luft in den nächsten Jahrzehnten zunehmen [Seiz 2007, CH 2011]. Über die mögliche Veränderung der relativen Luftfeuchtigkeit gibt es keine Prognosen.

Die mögliche Temperaturzunahme ist für die Karbonatisierung von Beton nicht von besonderer Bedeutung. Auch eine allfällige Veränderung der mittleren relativen Luftfeuchtigkeit im Prozentbereich sind ohne relevante Wirkung. Diese Folgerungen sind auf Grund der vorliegenden Ergebnisse der Forschung zulässig (siehe **Kapitel 2**).

Der aktuelle CO<sub>2</sub>-Gehalt der Luft ist wichtig für die Umrechnung der mittels Schnellkarbonatisierung ermittelten Karbonatisierungskoeffizienten auf normale Umgebungsluft. Ebenso wichtig ist die mögliche Zunahme und die damit verbundene mögliche Beschleunigung der Karbonatisierung über die nächsten Jahrzehnte. Kleine Veränderungen des CO<sub>2</sub>-Gehaltes bewirken eine grosse Änderung des Karbonatisierungskoeffizienten (siehe **Bild 7.1**).

Heute liegt der CO<sub>2</sub>-Gehalt der Luft knapp unter 400 ppm (**Bild 6.1 und Bild 6.2**). Die jährliche Zunahme betrug in den letzten Jahren etwa 2 ppm [Seiz 2007]. Es gibt Abschätzungen, die von einer höheren Zunahme ausgehen.

Es wird daher empfohlen, bei der Festlegung des Grenzwertes die CO<sub>2</sub>-Zunahme zu berücksichtigen und die mit der beschleunigten Prüfung ermittelten Karbonatisierungskoeffizienten auf den CO<sub>2</sub>-Gehalt von 0.040% (400 ppm) (=Referenzwert) umzurechnen.



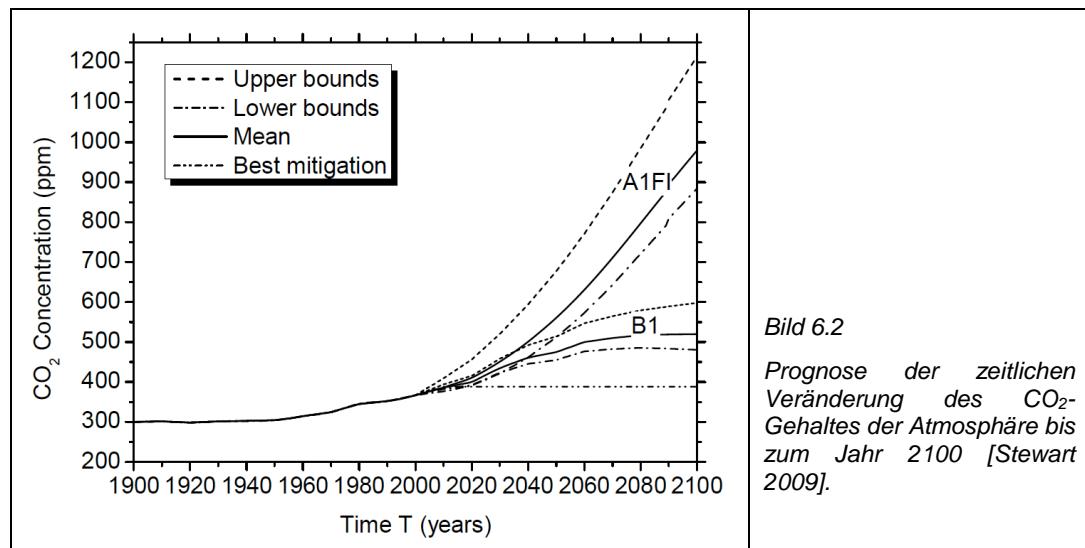


Bild 6.2

Prognose der zeitlichen Veränderung des CO<sub>2</sub>-Gehaltes der Atmosphäre bis zum Jahr 2100 [Stewart 2009].

## 6.2 Kanten und Ecken

Im **Kapitel 2.8.2** wurden die Grundlagen dargestellt. Die eigenen Untersuchungen (**Kapitel 5.5**) bestätigten die Literaturergebnisse. Für das weitere Vorgehen wird daher mit einem Interaktionskoeffizient von 1.2 gearbeitet, und zwar für Kanten und Ecken. Ebenso werden die bereits im **Kapitel 2.8.2** erwähnten theoretischen Werte von  $\sqrt{2}$  und  $\sqrt{3}$  einbezogen, um die Wirkung von Kanten und Ecken auf die Karbonatisierung zu quantifizieren [Lammar 2010].

Durch die runde Form der Bewehrung bzw. durch die Biegeradien der Bewehrung kann bei guter Ausführung an den Kanten und Ecken noch etwas an Bewehrungsüberdeckung gewonnen werden. Für den Fall von Kanten beträgt dieser Zuwachs  $(\sqrt{2} - 1)r$ . Dabei ist  $r$  der Bewehrungsradius oder der Biegerollenradius. In **Bild 6.3** ist dies illustriert.

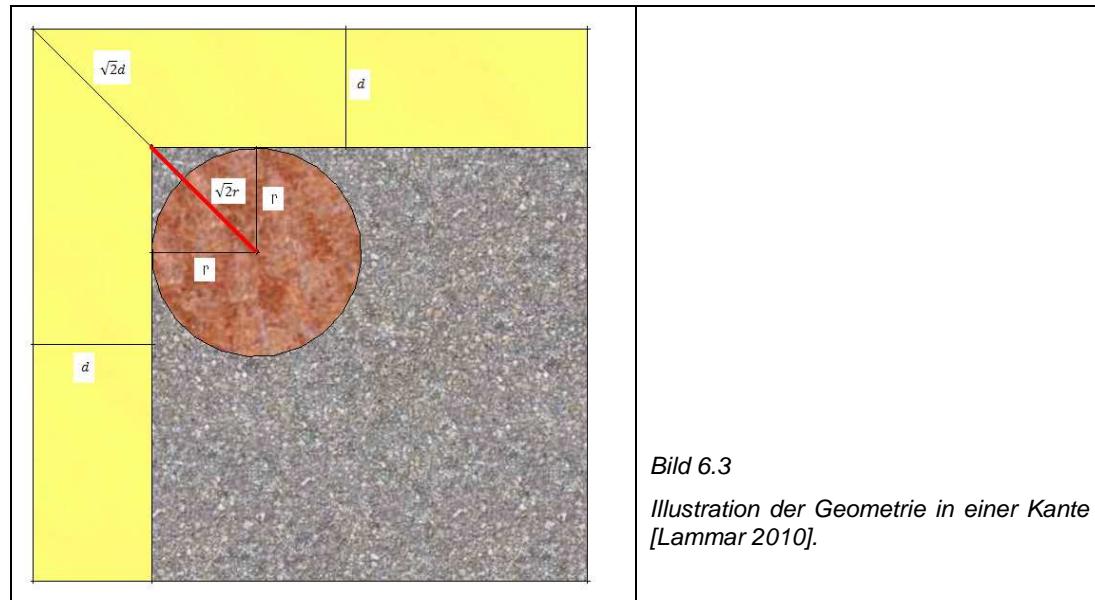


Bild 6.3

Illustration der Geometrie in einer Kante [Lammar 2010].

Die Karbonatisierung an Kanten wird also massgebend, falls die Bewehrungsüberdeckung  $c$  grösser ist als mittels folgender Gleichung bestimmte Wert:

$$k \cdot c\sqrt{2} > c\sqrt{2} + r \cdot (\sqrt{2} - 1) \quad \text{Gl. 6.1}$$

$$c > \frac{r \cdot (\sqrt{2} - 1)}{(k-1)\sqrt{2}} = 1.464 \cdot r \quad \text{Gl. 6.2}$$

k Interaktionskoeffizient (hier als 1.2 angenommen)

r Radius der Bewehrung oder der Biegerollen

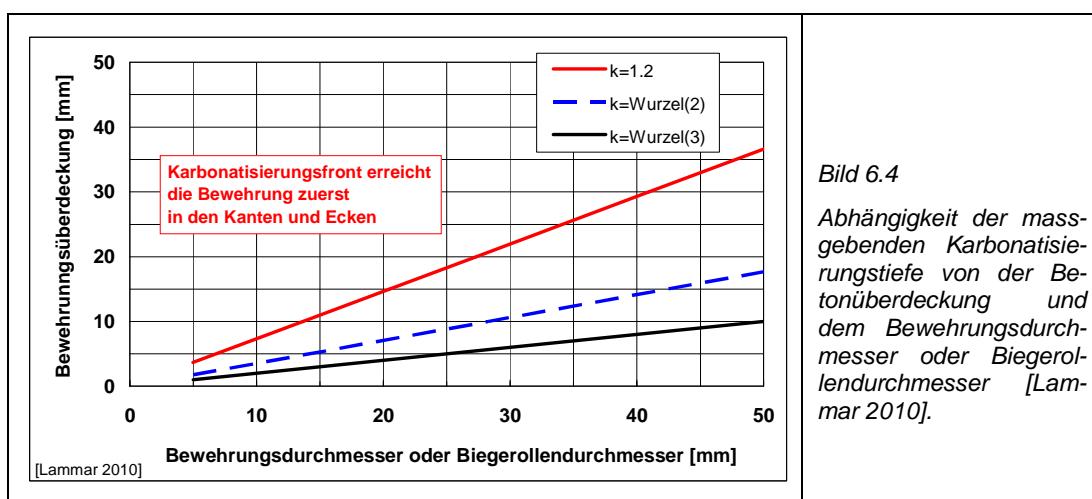
c minimale Bewehrungsüberdeckung, bei der Karbonatisierung an der Kante massgebend wird

Falls die Bewehrungsüberdeckung c grösser ist als  $1.464 \cdot r$ , wird die Karbonatisierung an der Kante massgebend und die dazu passende kritische 1-dimensionale Karbonatisierungstiefe  $x_c$  lautet folgendermassen:

$$x_c = \frac{c\sqrt{2} + r \cdot (\sqrt{2} - 1)}{k\sqrt{2}} = \frac{c\sqrt{2} + r \cdot (\sqrt{2} - 1)}{1.2\sqrt{2}} \quad \text{Gl. 6.3}$$

In **Bild 6.4** sind die Bereiche, in denen die 1-, 2- und 3-dimensionale Karbonatisierung massgebend werden, in Abhängigkeit von der Grösse des Interaktionskoeffizienten k, von der Betonüberdeckung und des Bewehrungs- bzw. Biegerollendurchmessers dargestellt. Bei  $k = 1.2$  und einer Betonüberdeckung von 20 mm wird die 1-dimensionale Karbonatisierung erst ab einem Bewehrungsdurchmesser von 28 mm massgebend. Daraus ist umgekehrt zu folgern, dass ab einer Betonüberdeckung von 20 mm in fast allen Fällen die Karbonatisierung an Kanten massgebend wird. Bei den theoretischen Werten ( $\sqrt{2}$  und  $\sqrt{3}$ ) würde dies bereits bei geringeren Überdeckungen eintreten.

Gemäss Ziffer 5.2.2.2 der Norm SIA 262 [**SIA 2003a**] soll die Bewehrungsüberdeckung  $c_{\text{nom}}$  grösser sein als der Bewehrungsstabdurchmesser. Wird diese Forderung erfüllt, so erreicht die Karbonatisierung immer zuerst die Bewehrung in den Ecken und Kanten.



Darauf aufbauend kann nun die Reduktion des maximal zulässigen Karbonatisierungskoeffizienten, der durch diese theoretische Überdeckungsreduktion entsteht, untersucht werden. Ohne Berücksichtigung der Kante, wäre der maximale Karbonatisierungskoeffizient bei einer gegebenen Nutzungsdauer t und einer Betonüberdeckung c durch folgende Gleichung gegeben:

$$K_{1\text{dim}} \cdot t^n = c$$

Gl. 6.4

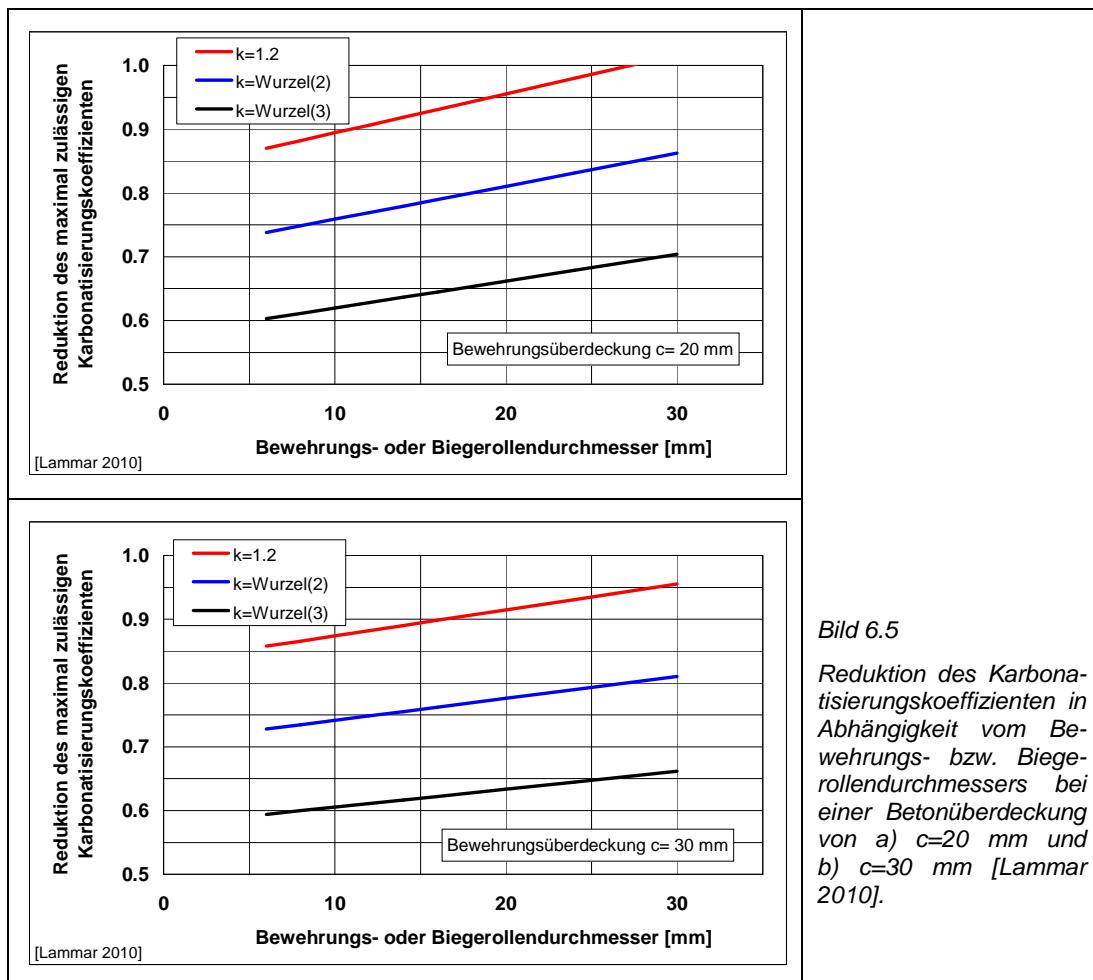
An einer Ecke ist der maximale Karbonatisierungskoeffizient durch die folgende Gleichung bestimmt:

$$K_{Kante} \cdot t^n = \frac{c\sqrt{2} + r \cdot (\sqrt{2} - 1)}{k\sqrt{2}} \quad \text{Gl. 6.5}$$

Unter der Annahme, dass das Verhältnis  $K_{Kante}/K_{1\text{dim}}$  unabhängig von der Zeit und der Karbonatisierungstiefe sowie vom Zeitexponenten ist ergibt sich:

$$\frac{K_{Kante}}{K_{1\text{dim}}} = \frac{1}{k} + \frac{r \cdot (\sqrt{2} - 1)}{c \cdot k \sqrt{2}} \quad \text{Gl. 6.6}$$

In **Bild 6.5** ist dieses Verhältnis in Abhängigkeit die Bewehrungsüberdeckung  $c$  von 20 und 30 mm aufgetragen. Um zu vermeiden, dass die Karbonatisierung die Bewehrung frühzeitig erreicht, muss bei üblichen Bewehrungsdurchmessern von 10 bis 15 mm der zulässige Karbonatisierungskoeffizient auf ca. 90% des Wertes reduziert, der für den 1-dimensionalen, d.h. für die Fläche angesetzt werden kann (**Bild 6.6**). Für die theoretischen Werte ( $\sqrt{2}$  und  $\sqrt{3}$ ) wäre die Reduktion wesentlich grösser.



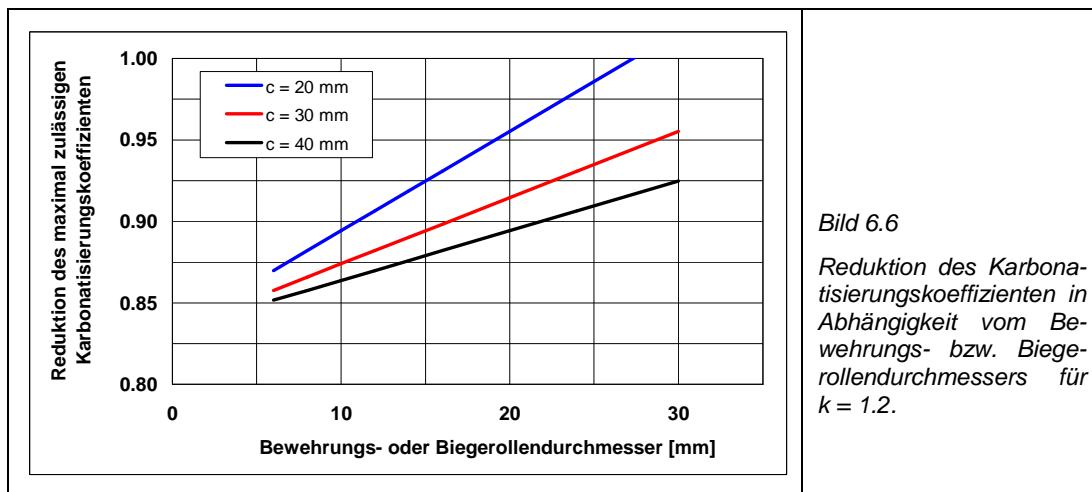


Bild 6.6

Reduktion des Karbonatisierungskoeffizienten in Abhängigkeit vom Bewehrungs- bzw. Biegerollendurchmesser für  $k = 1.2$ .

### 6.3 Korrosion

Nach verschiedenen Untersuchungen kann die Korrosion schon bei einer Karbonatisierungstiefe von etwa 80-90% der Bewehrungsüberdeckung beginnen, d.h. bevor die Karbonatisierungsfront die Bewehrung erreicht hat [Nagataki 1986, Hunkeler 1994, Parrott 1994, Ishida 2009]. Aus **Bild 6.7** geht hervor, dass die Bewehrungskorrosion unter Umständen schon bei 50% der Überdeckung beginnen kann. Der Grund für diesen Befund ist darin zu sehen, dass die mit Phenolphthalein bestimmte Karbonatisierungstiefe nicht die gesamte Tiefe der pH-Reduktion (Profil) erfasst bzw. nicht die für die Korrosion massgebende Tiefe [Hunkeler 1994, 2005].

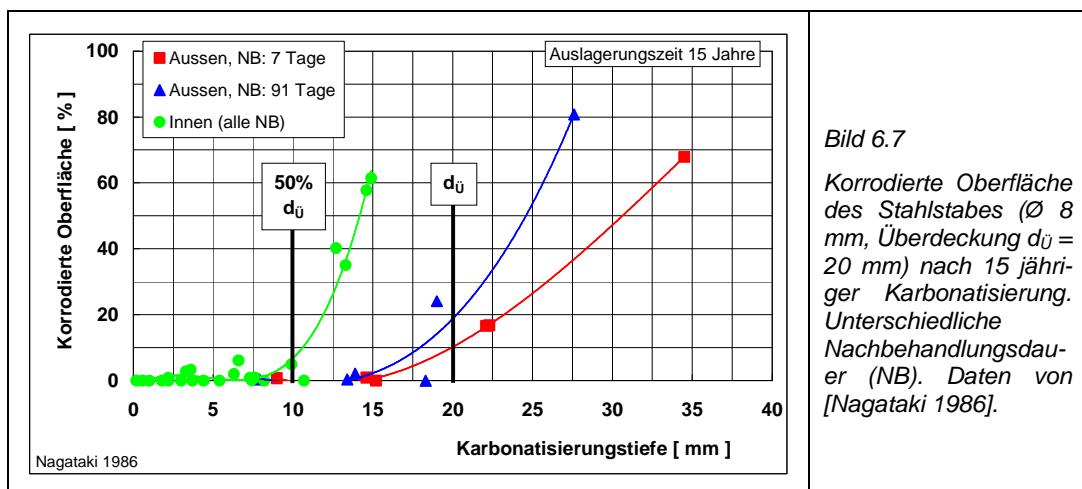


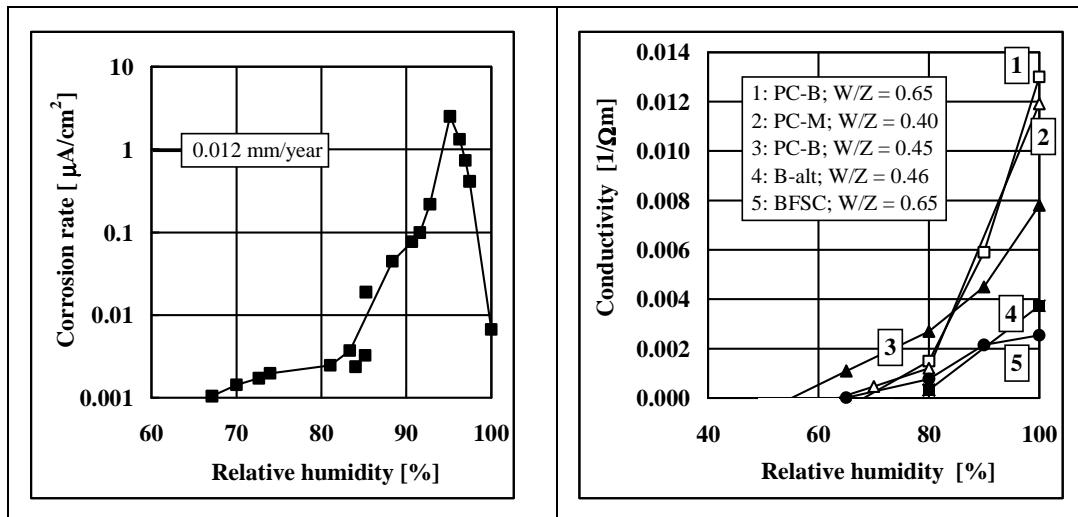
Bild 6.7

Korroderte Oberfläche des Stahlstabes ( $\varnothing 8$  mm, Überdeckung  $d_ü = 20$  mm) nach 15 jähriger Karbonatisierung. Unterschiedliche Nachbehandlungsdauer (NB). Daten von [Nagataki 1986].

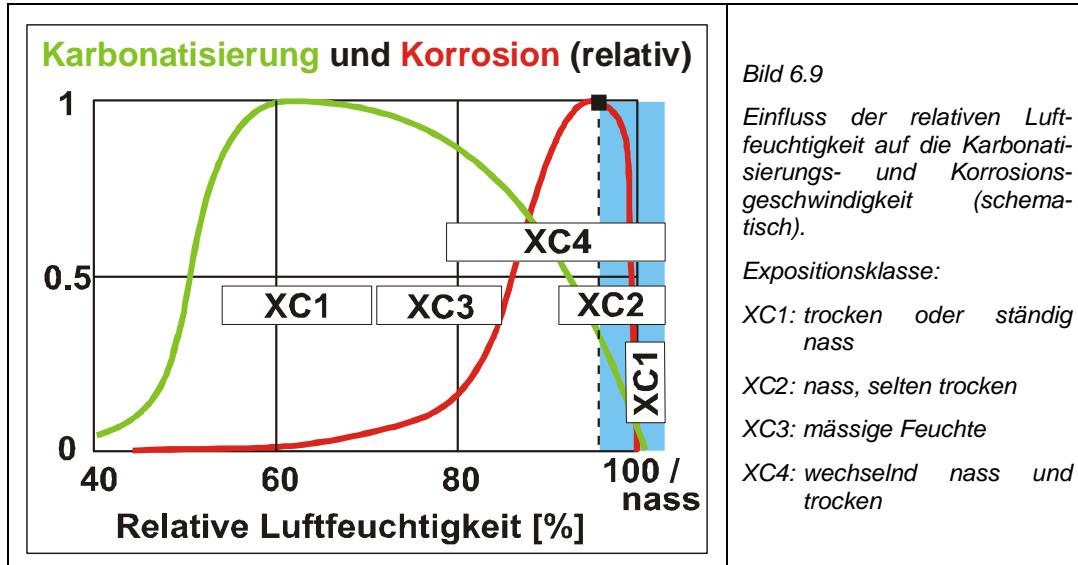
Der Anteil an korrodierten Oberflächen ist selbstverständlich nicht das richtige Mass für die Beurteilung des Korrosionsrisikos. Dafür muss vielmehr die Korrosionsgeschwindigkeit verwendet werden. Bei Korrosionsuntersuchungen von Collepardi et al. [Collepardi 1990] hat die Bewehrung in voll karbonatisierten Prüfkörpern bei einer relativen Luftfeuchtigkeit von 75% nicht korrodiert, wohl aber bei 90%. Bei den Untersuchungen von [Ishida 2009] wurden bei einer relativen Luftfeuchtigkeit von 60% Korrosionsgeschwindigkeiten unter  $0.35 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  ( $0.042 \mu\text{m}/\text{Jahr}$ ) gefunden. Eigene Untersuchungen mit Prüfkörpern mit karbonatisierter Überdeckung zeigen bei unbewitterter Aussenlagerung mit einer mittleren relativen Luftfeuchtigkeit von knapp 80% keine Korrosion der eingelegten Bewehrungsstäbe an.

Diese Beobachtungen decken sich mit den Ergebnissen von [Parrott 1990] (**Bild 6.8a**). Die steile Zunahme der Korrosionsgeschwindigkeit ab einer bestimmten Luftfeuchtigkeit ist mit der Zunahme der elektrischen Leitfähigkeit des Betons verknüpft (**Bild 6.8b**) und spiegelt

das unterschiedliche Sorptionsverhalten von Mörteln und der Betonen. Vereinfachend ist die Abhängigkeit der Korrosionsgeschwindigkeit von der relativen Luftfeuchtigkeit in **Bild 6.9** illustriert. Zieht man in Betracht, dass die mittlere relative Luftfeuchtigkeit in der Schweiz mit wenigen Ausnahmen unter 80% liegt (**Bild 1.4**), dürfte die Korrosionsgeschwindigkeit bei der Expositionsklasse XC3, d.h. bei der unbewitterten Exposition erheblich kleiner sein als bei der Expositionsklasse XC4.



**Bild 6.8** Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit auf a) die Korrosionsgeschwindigkeit (Daten von [Parrott 1990]) und b) auf den spezifischen elektrischen Widerstand von Mörtel und Beton [Hunkeler 1993, 2005].



In einer neueren Untersuchung [Bohner 2011, 2012, Müller 2012] wurde gezeigt, dass es einige Zeit braucht, bis der Korrosionssprengdruck in einer Kante gross genug ist, um Risse im Beton zu erzeugen. Die Zeit, bis ein Riss entsteht, ist von der Korrosionsgeschwindigkeit abhängig und dauerte bis maximal 100 Wochen. Wie weit dies auf die praktischen Verhältnisse umgesetzt werden kann, ist offen. Sicher ist, dass die Korrosionsgeschwindigkeit saisonal stark schwankt.

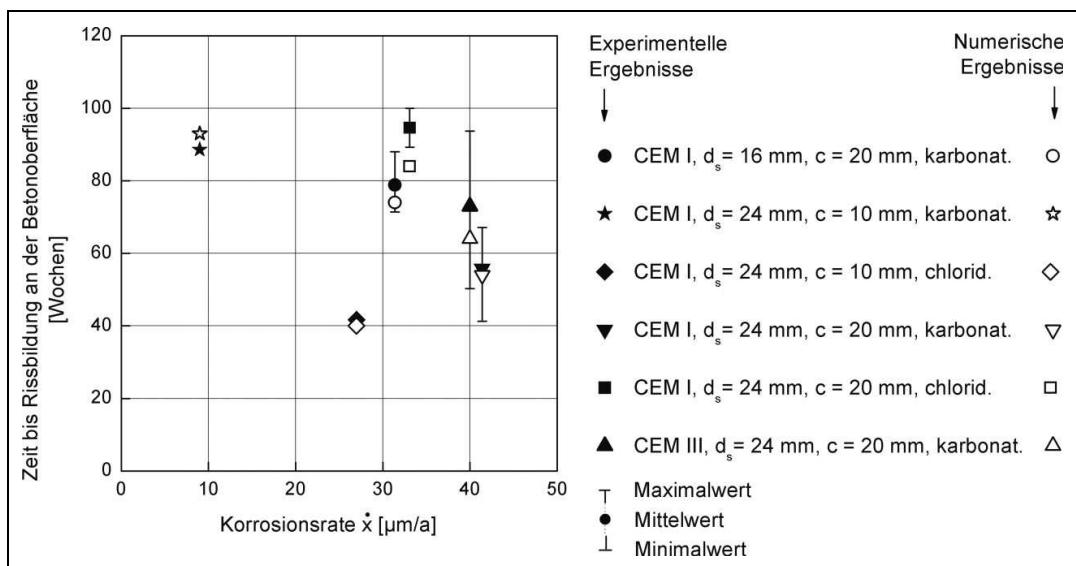


Bild 6.10 Korrosionszeit bis zum Auftreten eines signifikanten Einzelrisses an der Betonoberfläche. Vergleich Experiment und numerischer Simulation [Bohner 2012].

In England wird bei der Festlegung des erforderlichen Karbonatisierungswiderstandes mit einer Korrosionszeit von 15 Jahren gerechnet [Jones 2010]. Diese Annahme stützt sich auf Untersuchungen mit Würfeln (100 x 100 x 100 mm) und einem in 30 mm Tiefe einbetonierten Stahlstab. Nach der Schnellkarbonatisierung der Überdeckung wurden die Prüfkörper in der Klimakammer bei einer relativen Luftfeuchtigkeit von 95% und unter bewitterten Außenbedingungen gelagert. Da die bei 95 % RL gelagerten Prüfkörper nach 24 Wochen keine Korrosion zeigten, wurden sie während 60 Wochen Nass-Trocken-Zyklen ausgesetzt (4 h nass, 8 h trocken). Das Korrosionspotenzial begann danach kontinuierlich zu sinken und die Korrosionsgeschwindigkeit anzusteigen. Bei Versuchsende lag das Potenzial zwischen etwa -230 und -430 mV<sub>CSE</sub>, die Korrosionsgeschwindigkeit zwischen etwa 1.2 und 4  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  (14 - 46  $\mu\text{m}/\text{Jahr}$ ). Bei den bewitterten Prüfkörpern lag das Potenzial bei Versuchsende zwischen -190 und -300 mV<sub>CSE</sub>, die Korrosionsgeschwindigkeit zwischen etwa 1 und 1.8  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  (12 - 21  $\mu\text{m}/\text{Jahr}$ ). Nach Versuchsende wurden die Stahlstäbe ausgebaut. Alle Stäbe zeigten Korrosionsangriffe. Aus der Korrosionsgeschwindigkeit bzw. aus der Korrosionsrate wurden für die verschiedenen Mischungen die kritische Korrosionszeit berechnet (Tabelle 6.1). Die kritische Korrosionszeit ist offenbar jene Zeit, die nötig ist, bis ein Abtrag von etwa 0.2 mm erreicht ist. Warum diese Grenze so festgelegt wurde, ist im Bericht nicht erläutert.

Tabelle 6.1 Resultate der Korrosionsuntersuchungen [Jones 2010].

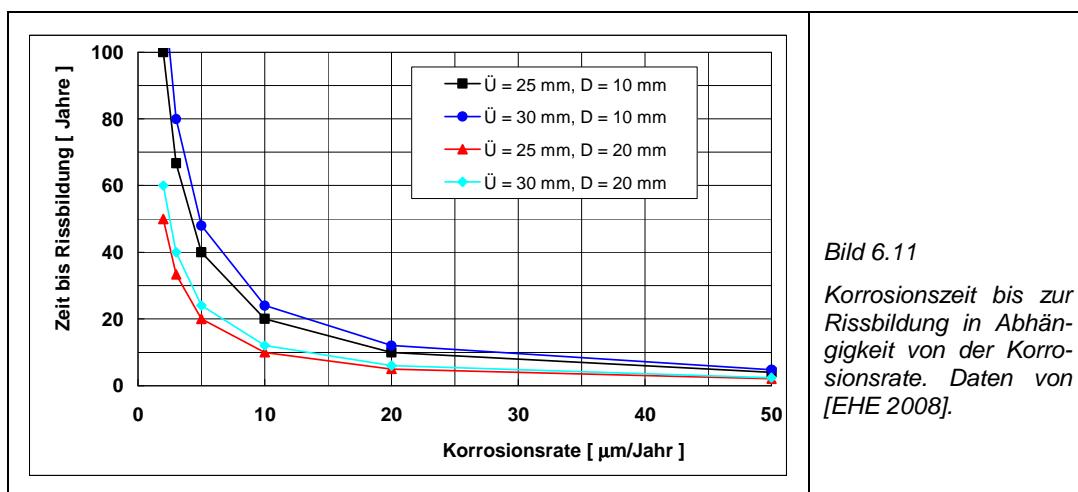
Nr.	Druckfestigkeit, $\text{N}/\text{mm}^2$	Zusatzstoff, Gesteinskörnung	Initiierung der Korrosion, Wochen	Klimakammer, trocken/nass		Bewitterte Außenlagerung	
				$V_{\text{Korr}}$ , $\mu\text{m}/\text{Jahr}$	Korrosionszeit, Jahre	$V_{\text{Korr}}$ , $\mu\text{m}/\text{Jahr}$	Korrosionszeit, Jahre
G370	26	30% FA, Granit	5	24.8	8.0	13.7	14.5
G360	32	30% FA, Granit	12	17.2	11.5	12.6	16.0
G470	23	30% FA, Oolithischer Kalkstein	8	38.7	5.0	16.6	12.0
G460	30	30% FA, Oolithischer Kalkstein	11	28.7	7.0	15.2	13.0
G770	34	60% HS, Granit	12	13.7	14.5	11.0	18.0
G760	40	60% HS, Granit	13	12.4	16.0	10.4	19.0

Die festgestellten Korrosionsraten bewegen sich im Rahmen, wie sie auch in [Medagoda 2008, Hunkeler 2010 und Bohner 2011, 2012, Müller 2012] gemessen wurden. Die berechneten kritischen Korrosionszeiten sind hingegen, trotz vergleichbaren Korrosionsgeschwindigkeiten, um ein Vielfaches länger als in **Bild 6.10**.

Noch erheblich längere Zeiten ergeben sich aus dem Anhang 9 des spanischen EC 2 [EHE 2008], wonach die Korrosionszeit bis zur Rissbildung gemäß **Gleichung 6.7** berechnet werden kann. Gemäß **Bild 6.11** beträgt diese bei einer Korrosionsrate von 10 µm/Jahr, abhängig von der Überdeckung und dem Bewehrungsdurchmesser, ca. 10 bis 25 Jahre (entsprechend einem Abtrag zwischen 0.1 und 0.2 mm). Gemäß [EHE 2008] können für normale Bedingungen Korrosionsraten von 2 bis 3 µm/Jahr angenommen werden. Dies ergäbe gemäß **Bild 6.11** Korrosionszeiten weit über 50 Jahre.

$$t_p = \frac{80}{D} \cdot \frac{c}{v_{Korr}} \quad \text{Gl. 6.7}$$

- $t_p$  Zeit bis zur Rissbildung, Jahre
- c Überdeckung, mm
- D Durchmesser der Bewehrung, mm
- $v_{Korr}$  Korrosionsrate, µm/Jahr.



Die in Grossbritannien und Spanien getroffene Annahmen sind im Lichte der Ergebnisse von [Bohner 2011, 2012, Müller 2012] evtl. zu optimistisch. In Anbetracht der Unsicherheit bzgl. der Geschwindigkeit der Korrosion und deren Auswirkung wird empfohlen, die Korrosionszeit bei der Festlegung des Grenzwertes, zumindest für die Expositionsklasse XC4 nicht zu berücksichtigen.

## 6.4 Charakterisierung der Expositionsklassen XC3 und XC4

Die Zuteilung von Bauteilen zur Expositionsklasse XC3 bzw. die Abgrenzung zur Expositionsklasse XC4 ist nicht einfach. Die **Tabelle 6.2** gibt einen Überblick über den Wortlaut in der Norm SIA 262, der SN EN 206-1 und der DIN 1045-2.

Die Begriffe "mässig feucht" bzw. "mässige bis hohe Luftfeuchtigkeit" sind diesbezüglich nicht ganz eindeutig. Im Grundsatz sollten Bauteile, die dieser Expositionsklasse zugeordnet werden, nicht mit flüssigem Wasser Kontakt haben. Ist dies der Fall, ist das Bauteil der Expositionsklasse XC4 zuzuordnen. Wegen dieser Schwierigkeiten werden in den britischen Normen nicht zwischen XC3 und XC4 unterschieden, d.h. in einer Klasse zusammengefasst.

Tabelle 6.2 Beschreibung und Beispiele des Expositionsklassen XC3 und XC4.

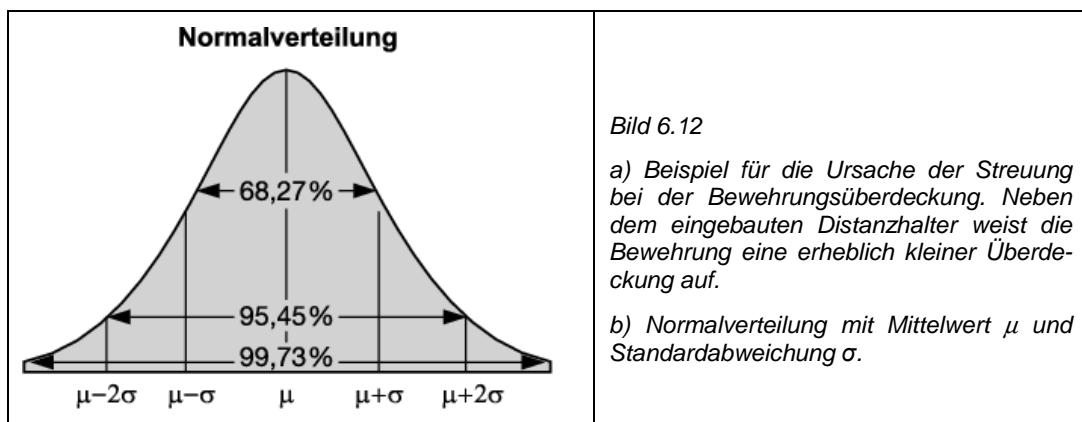
Klassenbezeichnung	Beschreibung der Umgebung	Beispiele für die Zuordnung von Expositionsklassen
<b>Norm SIA 262, Tabelle 1</b>		
<b>XC3</b>	mässig feucht	Bauteile im Gebäudeinnern bei mässiger oder hoher Luftfeuchtigkeit (z.B. Wäschereien), vor Regen geschützte Oberflächen im Freien
<b>XC4</b>	wechselnd nass und trocken	wasserbenetzte Oberflächen, die nicht der Klasse XC2 <sup>1)</sup> zuzuordnen sind
<b>Norm SN EN 206-1, Tabelle 1 (identisch mit EC 2, Teil 1-1 (EN 1992-1-1:2004))</b>		
<b>XC3</b>	mässige Feuchte	Beton in Gebäuden mit mässiger oder hoher Luftfeuchte; vor Regen geschützter Beton im Freien
<b>XC4</b>	wechselnd nass und trocken	wasserbenetzte Oberflächen, die nicht der Klasse XC2 zuzuordnen sind
<b>DIN 1045-2 (Zementmerkblatt B9:2010)</b>		
<b>XC3</b>	mässige Feuchte	Bauteile, zu denen die Aussenluft häufig oder ständig Zugang hat, z.B. offene Hallen; Innenräume mit hoher Luftfeuchte, z.B. in gewerblichen Küchen, Bädern, Wäschereien, in Feuchträumen von Hallenbädern und in Viehställen
<b>XC4</b>	wechselnd nass und trocken	Aussenbauteile mit direkter Beregnung

1) XC2: nass, selten trocken

## 6.5 Streuung bei der Bewehrungsüberdeckung

Die Erfahrung zeigt, dass die Bewehrungsüberdeckung eines Bauwerks oder Bauteils stark streuen kann und die Verteilung mit einer Normalverteilung mit Mittelwert  $\mu$  und Standardabweichung  $\sigma$  beschrieben werden kann (Bild 6.12).





Wird auf den Plänen nichts anderes vermerkt (und wurde nicht entsprechend bemessen), ist die nominelle Bewehrungsüberdeckung  $c_{nom}$  das Mass für die Abstandhalter. Die resultierenden Überdeckungen werden somit einen Mittelwert von etwa  $c_{nom}$  aufweisen. Rund 50 % der Überdeckungen werden damit kleiner als  $c_{nom}$  sein. An verschiedenen Bauwerken wurden Überdeckungsmessungen durchgeführt und ausgewertet. Die Standardabweichungen lagen bei gut geführten Baustellen zwischen 5 und 10 mm, bei schlecht geführten weit über 10 mm.

Die in der revidierten Norm SIA 262 zulässige Abweichung von 10 mm entspricht damit etwa der einfachen Standardabweichung  $\sigma$ . Aus dem Gesagten ist zu folgern, dass ohne besondere Massnahmen ca. 5-15% der Bewehrung eine Überdeckung unter dem Mindestwert  $c_{min}$  gemäss Norm SIA 262 (Anhang A) aufweist.

Basis für die Bemessung ist im Eurocode [CEN 2004a] und in der Normenreihe SIA 260ff. (allerdings eher versteckt) eine Nutzungsdauer von 50 Jahren. Bei der Erhöhung der Nutzungsdauer von 50 auf 100 Jahre werden im EC2 höhere Anforderungen gestellt, u.a. auch an die Überdeckung. Gemäss EC2 wird für 100 Jahre die Anforderungsklasse von S4 auf S6 erhöht. Bei der Überdeckung für XC2/XC3 bedeutet dies eine Erhöhung von  $c_{min,dur}$  von 25 auf 35 mm, bei XC4 eine Erhöhung von 30 auf 40 mm. Für  $c_{nom}$  müssen gemäss EC die Werte  $c_{min,dur}$  um die zulässige Abweichung  $\Delta_{cdev}$  von 10 mm (Vorhaltemass) erhöht werden.

Dies wird in der Norm SIA 262 bei der Überdeckung nicht so gehandhabt. Die SIA-Werte sind für die Nutzungsdauer von 50 Jahren für XC3 und XC4 identisch mit den Werten des EC2 (gilt nicht für alle Expositionsklassen). Für 100 Jahre "fehlen" die SIA-Werte.

## 6.6 Vorschlag für schweizerische Grenzwerte

### 6.6.1 Einfluss der Exposition, Überdeckung und Nutzungsdauer

Abgesehen von projektspezifischen Vorgaben und von einigen wenigen Ländern (s. **Kapitel 2.11**) gibt es zurzeit keine verbindlichen internationalen Grenzwerte für den Karbonatisierungswiderstand von Betonen. Hingegen müssen Schutz- und Instandsetzungsprodukte gewisse Vorgaben erfüllen (Prüfsystem darf nicht grössere Karbonatisierungstiefen aufweisen als das Referenzsystem, s. **Kapitel 2.10.4**). Im Hinblick auf die übernächste Revision der Betonnorm (2017-2019) laufen Arbeiten, um Karbonatisierungswiderstandsklassen zu definieren.

Zur Berücksichtigung der Exposition wird zunächst der maximale zulässige Karbonatisierungskoeffizient unter Berücksichtigung der Überdeckung gemäss Anhang A der Norm SIA 262 berechnet.

$$K_{N,Max} = \frac{c(SIA)}{t^{0.50}} \quad \text{Gl. 6.8}$$

$K_{N,Max}$	zulässiger maximaler Karbonatisierungskoeffizient unter natürlichen Laborbedingungen, $\text{mm/Jahr}^{1/2}$
$t$	Zeit, Jahre
$c(\text{SIA})$	Bewehrungsüberdeckung gemäss Anhang A der Norm SIA 262, d.h. $c_{\text{nom}}$ oder $c_{\text{min}}$
$c_{\text{nom}}(\text{SIA})$	Bewehrungsüberdeckung gemäss Tabelle 18 der revidierten Norm SIA 262
$c_{\text{min}}(\text{SIA})$	Bewehrungsüberdeckung gemäss Tabelle 18 der revidierten Norm SIA 262 abzüglich zulässigen negativen Abweichung $\Delta c_{\text{zul}}$ , mm
$\Delta c_{\text{zul}}(\text{SIA})$	maximal zulässige negative Abweichung gemäss Anhang A der revidierten Norm SIA 262 in mm. Es gilt:
$c_{\text{nom}} < 20 \text{ mm}$	$\Delta c_{\text{zul}} = 0 \text{ mm}$
$\geq 20 \text{ mm} > c_{\text{nom}} < 30 \text{ mm}$ :	$\Delta c_{\text{zul}} = 5 \text{ mm}$ ; gilt für Expositionsklasse XC1
$c_{\text{nom}} \geq 30 \text{ mm}$ :	$\Delta c_{\text{zul}} = 10 \text{ mm}$ , gilt für Expositionsklassen XC2 bis XC4.

Im Vergleich zu den Laborbedingungen verläuft die Karbonatisierung unter Aussenbedingungen langsamer. Die Analyse von Langzeituntersuchungen im Labor und unter unbewitterter Aussenlagerung im **Kapitel 2.5.3** zeigte, dass die Karbonatisierungskoeffizienten etwas tiefer sind als die Laborwerte. Im Folgenden wird mit dem mittleren Wert von 0.80 gerechnet. Dieser Wert ergibt sich aus **Bild 2.27** für Betone mit einem  $w/z \leq 0.60$  für eine mittlere Luftfeuchtfeuchtigkeit von 80%. Der zulässige maximale Karbonatisierungskoeffizient für die unbewitterte Aussenlagerung kann damit um den Kehrwert, d.h. um 1.25 (= 1/0.80), erhöht werden.

Der Exponent  $b$  schwankt zwischen 0.35 und 0.45 (**Kapitel 2.5.3**). Für die Festlegung des Grenzwertes wird ein Zeitexponent  $b = 0.40$  vorgeschlagen. Damit kann mit der **Gleichung 6.8** der maximale Karbonatisierungskoeffizient unter natürlicher unbewitterter Aussenlagerung berechnet werden.

$$K_{A,\text{unbew.,Max}} = \frac{1.25 \cdot c(\text{SIA})}{t^{0.40}} \quad \text{Gl. 6.9}$$

$K_{A,\text{unbew.,Max}}$  zulässiger maximaler Karbonatisierungskoeffizient unter natürlichen unbewitterten Bedingungen,  $\text{mm/Jahr}^{0.40}$

Es stellt sich hier die Frage, ob für die Expositionsklassen XC3 und XC4 unterschiedliche Zeitgesetze verwendet werden sollen oder nicht. Dazu können folgende Überlegungen gemacht werden:

- Im Vergleich zu den Laborbedingungen verläuft die Karbonatisierung unter bewitterten Aussenbedingungen (XC4) langsamer als unter unbewitterten Aussenbedingungen (XC3) oder Laborbedingungen. Teilweise kommt der Karbonatisierungsfortschritt ganz zum Stillstand. Demgegenüber ist die Korrosionsgeschwindigkeit bei bewitterten Verhältnissen höher als bei unbewitterten.
- Es gibt verschiedene Untersuchungen an bewitterten Prüfkörpern. Allerdings sind Art der Bewitterung und die Probenabmessungen sehr unterschiedlich. Die Resultate streuen dementsprechend stark und sind kaum direkt vergleichbar. Daraus können deshalb keine gesicherte Schlüsse gezogen werden.
- Die korrekte Nachstellung von z.B. bewitterten hohen Fassaden mit kleinen Prüfkörpern ist sehr schwierig bzw. praktisch unmöglich. Je nach Wind, Neigung der Oberflächen etc. können die Prüfkörper allseitig nass werden, was z.B. bei einer Fassade in der Regel nur kurzzeitig bei Schlagregen der Fall ist.
- Gesicherte Daten für die Berücksichtigung des Einfluss der Bewitterung sind nicht vorhanden. Es besteht schon eine erhebliche Unklarheit bei der Frage, was ein Regentag

ist (totale Regenmenge pro Tag: 0.1 mm/Tag oder 1 mm/Tag, verteilt auf 1 Stunde oder 24 Stunden). Hinzu kommt, dass die meteorologische Definition nicht zwingend auch die Wirkung des Regens auf die Betonfeuchtigkeit abdeckt.

- Die mittlere relative Luftfeuchtigkeit in der Schweiz variiert stark und liegt im Tessin und Wallis mit Werten zwischen 65-70% deutlich tiefer als im Mittelland (75-80%) (**Bild 1.4**). Grosse Unterschiede sind auch bei der jährlichen Regenmenge wie auch bei deren saisonalen Verteilung vorhanden.

In Anbetracht dieser Unsicherheiten bzw. wegen des ungenügenden Kenntnisstandes ist bei der Berechnung von  $K_{A, unbew,Max}$  eine Differenzierung zwischen den Expositionsklassen XC3 und XC4 vorläufig nicht möglich. Dazu sind langfristige Untersuchungen nötig.

Mit dem Ziel eine einfache Regelung für die ganze Schweiz zu haben, soll auch der Einfluss der regional unterschiedlichen klimatischen Verhältnisse nicht berücksichtigt werden, d.h. die definierten Grenzwerte sollen für die ganze Schweiz gültig sein. Aus den **Gleichungen 6.8 und 6.9** ergibt sich somit die Abhängigkeit von  $K_{A, unbew,Max}$  von  $K_{N,Max}$  von der Zeit wie folgt:

$$K_{A, unbew,Max} = 1.25 \cdot K_{N,Max} \cdot t^{0.1} \quad \text{Gl. 6.10}$$

## 6.6.2 Weitere Einflüsse

Für die Festlegung von Grenzwerten sind weitere Einflüsse in Betracht zu ziehen. Diese sind in der **Tabelle 6.3** aufgeführt und kommentiert. Die **Tabelle 6.4** enthält die numerischen Werte für die Reduktionsfaktoren. Ins Gewicht fallen vorab der Kanten- und Eckeneffekt, die ungleichmässige Karbonatisierungsfront und der mögliche CO<sub>2</sub>-Anstieg über die nächsten 100 Jahre. Hinzu kommt die mögliche Korrosion ab etwa 80% der Bewehrungsüberdeckung. Alle genannten Einflüsse sind mit einer gewissen Streuung behaftet. Im Gegensatz zum Kanten- und Eckeneffekt sowie zum möglichen CO<sub>2</sub>-Anstieg sind die ungleichmässige Karbonatisierungsfront und das Einsetzen der Korrosion probabilistische Grössen und gelten für Flächen, Kanten und Ecken von Betonbauteilen.

Grundsätzlich müsste der gemäss **Gleichung 2.10** berechnete Wert für  $K_{A, unbew,Max}$  um die Faktoren gemäss **Tabelle 6.4** reduziert werden. Wegen der verschiedenen Unsicherheiten und, da so auch bewährte Betone (insbesondere für die Expositionsklasse XC3) die Anforderungen nicht mehr erfüllen würden, werden bei der Festlegung der Grenzwerte (**Kapitel 6.6.3**) die Reduktionsfaktoren gemäss **Tabelle 6.4** nur teilweise berücksichtigt. Hier ist weiterer Forschungsbedarf gegeben (z.B. Langzeituntersuchungen, probabilistische Modellierung).

**Tabelle 6.3 Weitere Einflüsse auf die Festlegung des Grenzwertes für den Karbonatisierungswiderstand.**

Einfluss	Kommentar, Beurteilung
Kanten und Ecken	Interaktionskoeffizient für Bewehrung Ø 10 mm, Überdeckung 30 mm gemäss <b>Bild 6.6</b> : 1.144 (1 / 0.87)
Ungleichmässige Karbonatisierungsfront	Siehe <b>Bild 2.89</b>
Anstieg des CO <sub>2</sub> -Gehaltes über die nächsten 50 bzw. 100 Jahre von heute etwa 0.040% auf ca. 0.050 bzw. 0.060%	<b>Gemäss Gleichung 2.3a:</b> 50 Jahre: Mittelwert 0.045% CO <sub>2</sub> 100 Jahre: Mittelwert 0.050% CO <sub>2</sub>
Korrosion beginnt, wenn die Karbonatisierungsfront ca. 80 bis 90% der Überdeckung erreicht hat.	80-100% von $c_{nom}$ oder von $c_{min}$ , d.h. • $d_{K,Max}(SIA) = 0.8$ bzw. 1.0 $c_{nom}(SIA)$ • $d_{K,Max}(SIA) = 0.8$ bzw. 1.0 $c_{min}(SIA)$
Temperatur	Nein. Einfluss ist eher schwach und zurzeit nicht quantifizierbar. Da die Prüfungen bei 20°C durchgeführt werden, dürfte die Karbonatisierungsgeschwindigkeit unter Aussenbedingungen im Mittel eher tiefer sein.

Einfluss	Kommentar, Beurteilung
Lokale Karbonatisierungsspitzen und übliche Risse bzw. Rissbreiten	Nein. Schadenpotenzial gering.
Zulässige Korrosionszeit bis Schäden (Korrosionssprengisse, Abplatzungen) eintreten	Nein. Schlecht zu quantifizieren, ungenügende Erfahrungswerte an Bauwerken.
Zusätzliches Vorhaltemass	Nein. Ist mit $c_{min}$ und mit der Berücksichtigung des Korrosionsbeginns bei 80% der Überdeckung ausreichend abgedeckt.

Tabelle 6.4 Übersicht über die wichtigsten Reduktionsfaktoren.

Reduktionsfaktoren	$K_{N,Max}$ für 50 Jahre	$K_{N,Max}$ für 100 Jahre
Kanten- und Eckeneffekt, Interaktionskoeffizient (1 / 0.87)	1.144	
Verhältnis mittlere zur maximalen Karbonatisierungstiefe	1.200	
$CO_2$ -Zunahme	1.061	1.118
Total Reduktion $K_{N,Max}$ ohne $CO_2$ -Zunahme	1.373	
Total Reduktion $K_{N,Max}$ mit $CO_2$ -Zunahme	1.456	1.535

### 6.6.3 Grenzwerte

Basierend auf den vorhergehenden Überlegungen wurden die maximal zulässigen Karbonatisierungskoeffizienten  $K_{A,unbew,Max}$  für die Expositionsklassen XC3 und XC4, einer Nutzungsdauer von 50 und 100 Jahren und ohne und mit Berücksichtigung der Korrosion und der  $CO_2$ -Zunahme berechnet. Die Korrosion wurde berücksichtigt, indem die zulässige Karbonatisierungstiefe auf 80% von  $c_{nom}$  bzw.  $c_{min}$  festgelegt wurde. In der **Tabelle 6.5** ist zunächst ein Beispiel für die Berechnung gegeben.

Tabelle 6.5 Beispiel für die Berechnung der Grenzwerte für den Karbonatisierungskoeffizienten  $K_{N,Max}$  bzw.  $K_{A,unbew,Max}$  für die Expositionsklasse XC4 und einer Nutzungsdauer von 50 Jahren.

Berechnung	Einheit	Maximal zulässige Karbonatisierungstiefe in % der Bewehrungsüberdeckung			
		80% $c_{nom}$	100% $c_{nom}$	80% $c_{min}$	100% $c_{min}$
$K_{N,Max}$ für Laborbedingungen gemäss <b>Gleichung 6.8</b>	mm/Jahr <sup>1/2</sup>	4.53	5.66	3.39	4.24
$K_{A,unbew,Max}$ für unbewitterte Außenlagerung gemäss <b>Gleichung 6.9</b>	mm/Jahr <sup>0.4</sup>	8.37	10.46	6.27	7.84
Reduktion ohne $CO_2$ -Zunahme	mm/Jahr <sup>0.40</sup>	6.09	7.62	4.57	5.71
Reduktion mit $CO_2$ -Zunahme	mm/Jahr <sup>1/2</sup>	5.75	7.18	4.31	5.39

In der oben beschriebenen Art wurden die Grenzwerte für den Karbonatisierungskoeffizienten  $K_{A,unbew,Max}$  in Abhängigkeit von der Expositionsklasse für  $c_{nom}$ (SIA) und der Anforderungsklasse S4 gemäss EC2 (**Tabelle 6.6**) und für  $c_{min}$ (SIA) (**Tabelle 6.7**) berechnet. Die zulässige negative Abweichung bei der Überdeckung  $\Delta c_{zul}$  wurde mit der Revision 2012 klar ausgewiesen und beträgt bei den Expositionsklassen XC3 und XC4 -10 mm.

Für die Expositionsklasse XC3 wurde zusätzlich eine Variante mit einer zulässigen Korrosionszeit von 15 Jahren gerechnet. Dies fällt bei einer Nutzungsdauer von 50 Jahren deutlich ins Gewicht, nicht aber bei einer Nutzungsdauer von 100 Jahren. Die Annahme einer Korrosionszeit von 15 Jahren ist willkürlich. Mit ihr wird z.B. in Grossbritannien gerechnet.

**Tabelle 6.6** Grenzwerte für den Karbonatisierungskoeffizienten  $K_{\text{Max}}$  ( $=K_{A,\text{unbew.},\text{Max}}, \text{mm/Jahr}^{0.40}$ ) für die nominelle Überdeckung der Bewehrung  $c_{\text{nom}}$  gemäss Norm SIA 262. K: Korrosionszeit von 15 Jahren berücksichtigt.

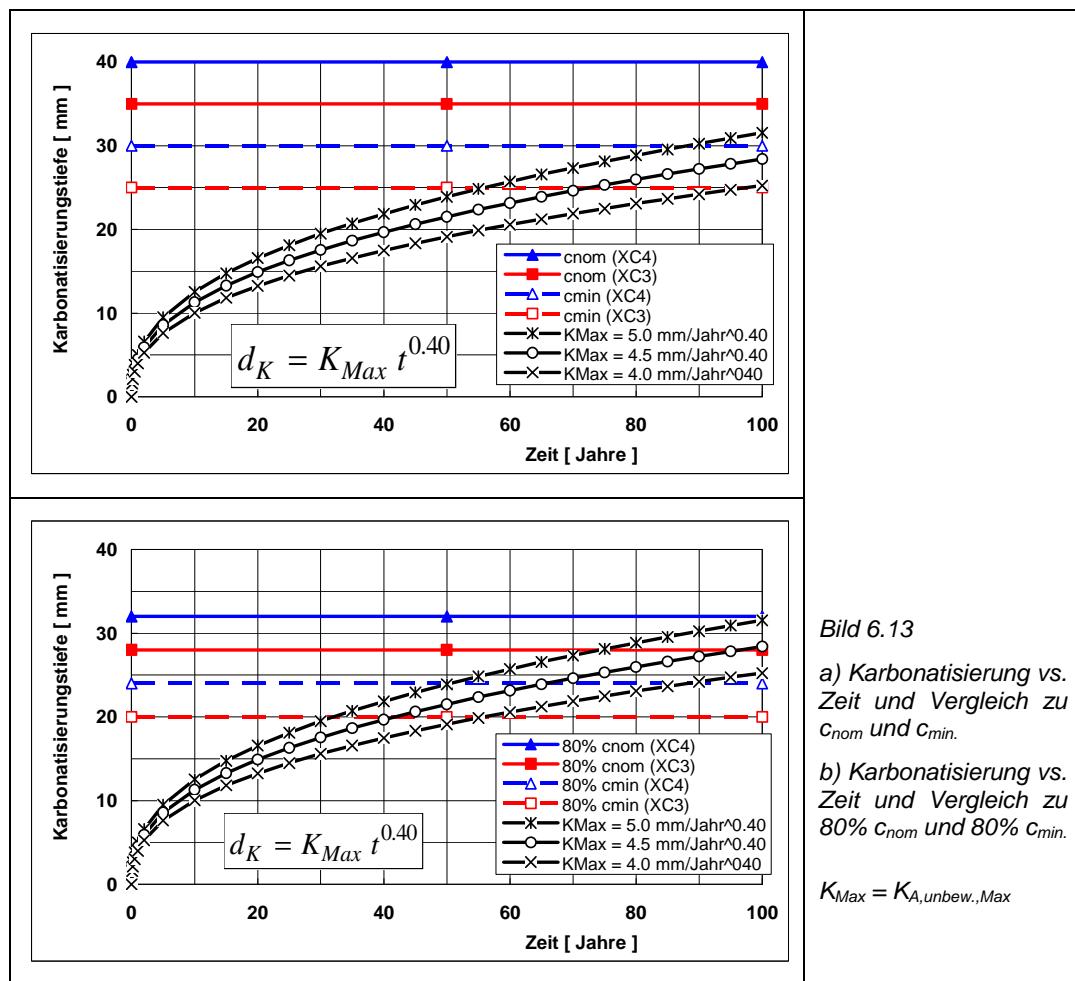
Expo- sitions- klasse	Nutzungs- dauer, Jahre (An- forderungs- klasse)	Überdeckung $c_{\text{nom}}$ gemäss SIA 262, mm (bzw. EC2)	$K_{\text{Max}}$ für $c_{\text{nom}}$ (SIA)		$K_{\text{Max}}$ für $c_{\text{nom}}$ (SIA)	
			Maximal zulässige Karbonatisierungstiefe in % der Bewehrungsüberdeckung			
			80% $c_{\text{nom}}$	100% $c_{\text{nom}}$	80% $c_{\text{nom}}$	100% $c_{\text{nom}}$
		Ohne CO <sub>2</sub> -Anstieg		Mit CO <sub>2</sub> -Anstieg		
XC1	50 (S4)	20	3.05	3.81	2.87	3.59
XC2	50 (S4)	35	5.33	6.66	5.03	6.28
XC3	50 (S4)	35	5.33	6.66	5.03	6.28
XC3/K	50 (S4)	35	6.15	7.69	5.80	7.25
XC4	50 (S4)	40	6.09	7.62	5.75	7.18
XC3, S4	100 (S4)	35	4.04	5.05	3.61	4.52
XC3/K	100 (S4)	35	4.31	5.39	3.86	4.82
XC3	100 (S6)	(45)	5.19	6.49	4.65	5.81
XC3/K	100 (S6)	(45)	5.54	6.93	4.96	6.20
XC4	100 (S4)	40	4.62	5.77	4.13	5.16
XC4	100 (S6)	(50)	5.77	7.21	5.16	6.45
XD1, XD2a	100	40	Wie XC4			
XD2, XD3	100	55	6.35	7.94	5.68	7.10

**Tabelle 6.7** Grenzwerte für den Karbonatisierungskoeffizienten  $K_{\text{Max}}$  ( $=K_{A,\text{unbew.},\text{Max}}, \text{mm/Jahr}^{0.40}$ ) für die minimale Überdeckung der Bewehrung  $c_{\text{min}}$  gemäss Norm SIA 262. K: Korrosionszeit von 15 Jahren berücksichtigt.

Expo- sitions- klasse	Nutzungs- dauer, Jahre (An- forderungs- klasse)	Min. Über- deckung ge- mäss SIA 262 ( $c_{\text{nom}} - 10 \text{ mm}$ ), mm (bzw. EC2)	$K_{\text{Max}}$ für $c_{\text{min}}$ (SIA)		$K_{\text{Max}}$ für $c_{\text{min}}$ (SIA)	
			Maximal zulässige Karbonatisierungstiefe in % der Bewehrungsüberdeckung			
			80% $c_{\text{min}}$	100% $c_{\text{min}}$	80% $c_{\text{min}}$	100% $c_{\text{min}}$
		Ohne CO <sub>2</sub> -Anstieg		Mit CO <sub>2</sub> -Anstieg		
XC1	50 (S4)	20	2.28	2.86	2.15	2.69
XC2	50 (S4)	25	3.81	4.76	3.59	4.49
XC3	50 (S4)	25	3.81	4.76	3.59	4.49
XC3/K	50 (S4)	25	4.39	5.49	4.14	5.18
XC4	50 (S4)	30	4.57	5.71	4.31	5.39
XC3	100 (S4)	25	2.89	3.61	2.58	3.23
XC3/K	100 (S4)	25	3.08	3.85	2.75	3.44
XC3	100 (S6)	(35)	4.04	5.05	3.61	4.52
XC3/K	100 (S6)	(35)	4.31	5.39	3.86	4.82
XC4	100 (S4)	30	3.46	4.33	3.10	3.87
XC4	100 (S6)	(40)	4.62	5.77	4.13	5.16
XD1, XD2a	100 (S4)	30	Wie XC4			
XD2b, XD3	100 (S4)	45	5.19	6.49	4.65	5.81

Die Grenzwerte für die Expositionsklassen XC1 und XC2 sind in der Praxis nicht relevant. Sie zeigen aber den erheblichen Einfluss der Bewehrungsüberdeckung.

**Bild 6.13** zeigt die Kurvenverläufe mit  $K_{\text{Max}} (=K_{A,\text{unbew.},\text{Max}})$  von 4.0, 4.5 und 5.0 mm/Jahr<sup>0.40</sup>. Aus den Bildern ergeben sich die in der **Tabelle 6.8** zusammengestellten Eckwerte.



**Tabelle 6.8** Zusammenstellung der Eckpunkte für verschiedene Werte für  $K_{A,\text{unbew.},\text{Max}}$ .

Exposi- tions- klasse	Bedingung	Zeit bis Karbonatisierung $c_{\text{min}}$ bzw. $c_{\text{nom}}$ erreicht hat, Jahre		
		Zulässiger maximaler Karbonatisierungskoeffizient $K_{A,\text{unbew.},\text{Max}}$ 5.0 mm/Jahr <sup>0.40</sup>	4.5 mm/Jahr <sup>0.40</sup>	4.0 mm/Jahr <sup>0.40</sup>
XC3	$d_K \geq c_{\text{min}}$	55	75	100
	$d_K \geq c_{\text{nom}}$	>100	>100	>100
	$d_K \geq 80\% c_{\text{min}}$	35	40	55
	$d_K \geq 80\% c_{\text{nom}}$	70	100	>100
XC4	$d_K \geq c_{\text{min}}$	90	>100	>100
	$d_K \geq c_{\text{nom}}$	>100	>100	>100
	$d_K \geq 80\% c_{\text{min}}$	50	65	90
	$d_K \geq 80\% c_{\text{nom}}$	100	>100	>100

In der **Tabelle 6.9** sind die Vorschläge für die Grenzwerte aufgeführt. Massgebend dabei waren folgende Punkte:

- Es wird zwischen der Nutzungsdauer von 50 und 100 Jahren unterschieden.
- Die Grenzwerte wurden aus den Mittelwerten für  $K_{A,\text{unbew.},\text{Max}}$  für eine zulässige Karbonatisierungstiefe von 80% und 100% von  $c_{\text{nom}}$  bzw.  $c_{\text{min}}$  abgeleitet.
- Die mögliche frühzeitige Korrosion wegen der Karbonatisierung, d.h. bevor die Karbonatisierungsfront die Bewehrungsüberdeckung erreicht hat, und der  $\text{CO}_2$ -Anstieg werden nur teilweise, der Kanteneffekt und die ungleichmässige Karbonatisierung nicht berücksichtigt.
- Die Korrosionszeit soll nicht berücksichtigt werden (→ ähnliche Wirkung wie ein Vorhaltemass).
- Die Vorgaben sollen einfach bleiben und nur dort, wo zwingend nötig, zwischen XC3 und XC4 unterschiedlich sein.
- Es wird eine Schrittgrösse von  $0.5 \text{ mm/Jahr}^{0.40}$  gewählt.
- Zwischen Hoch- und Tiefbau soll nicht differenziert werden (nicht praxisgerecht, kompliziert, verwirrend).

*Tabelle 6.9 Vorschlag für die Grenzwerte für  $K_{A,\text{unbew.},\text{Max}}$  (unter Berücksichtigung des  $\text{CO}_2$ -Anstiegs) für die relevanten Expositionsklassen.*

Expositionsklasse	Nutzungsdauer	Vorschlag für Grenzwert $K_{A,\text{unbew.},\text{Max}}$ , $\text{mm/Jahr}^{0.40}$
XC3	50	<b>5.0</b>
XC4, XD1, XD2a	50	
XC3	100 ( $c_{\text{nom}}$ 35 mm)	<b>4.0</b> <sup>1)</sup>
	100 ( $c_{\text{nom}}$ 45 mm)	<b>4.5</b> <sup>1)</sup>
XC4, XD1, XD2a	100	<b>4.5</b>
XD2b, XD3	100	Prüfung des Chloridwiderstandes

1) Die Werte sind objektspezifisch festzulegen.

Die vorgeschlagenen Grenzwerte sind als Kompromiss zu betrachten. Schäden lassen sich damit kaum in allen Anwendungsfällen zu 100% vermeiden. Ein langfristiges Monitoring von Bauwerken in verschiedenen Regionen der Schweiz wäre sehr zu begrüssen.

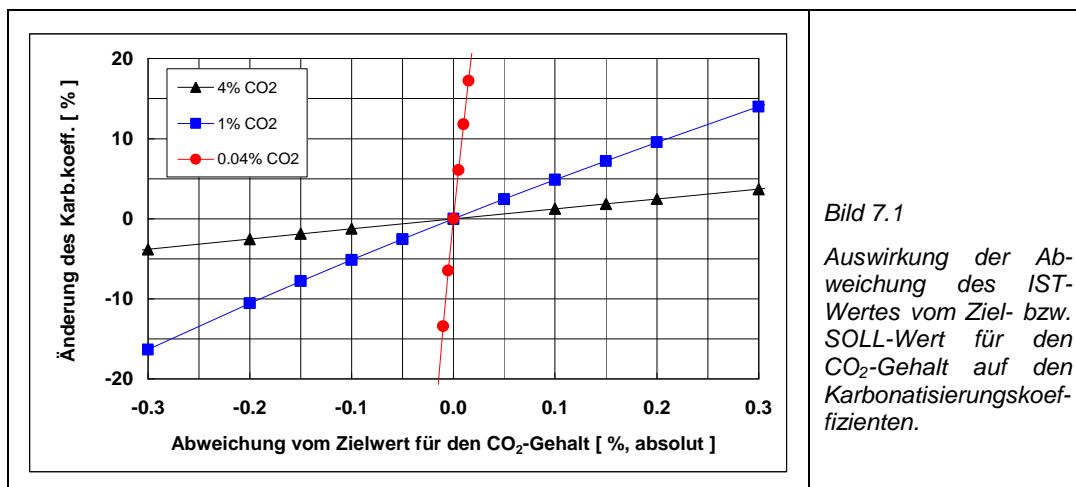
Abschliessend soll darauf hingewiesen werden, dass die o.g. Grenzwerte nur beschränkt vergleichbar sind mit den Werten des Referenzbetons in Grossbritannien oder mit den portugiesischen Vorgaben (siehe **Kapitel 2.11**), da diese auch abhängig sind von den Vorgaben für die Nach- und Vorbehandlung des Betons und evtl. auch von den Details der Prüfung.

## 7 Vorschlag für die Prüfung des Karbonatisierungswiderstandes

### 7.1 Allgemeines

Die Ergebnisse der Literaturrecherche und der eigenen Untersuchungen erlauben folgende Folgerungen hinsichtlich der Prüfung des Karbonatisierungswiderstandes von Betonen:

- Der CO<sub>2</sub>-Gehalt hat einen sehr starken Einfluss auf die Geschwindigkeit der Karbonatisierung und damit auf den Karbonatisierungskoeffizienten. Der gewählte CO<sub>2</sub>-Gehalt ist möglichst konstant zu halten (**Bild 7.1 und Tabelle 7.1**). Je kleiner der Zielwert für den CO<sub>2</sub>-Gehalt (oder bei der Auslagerung in Innenräumen) ist, umso stärker ist der Einfluss von Schwankungen des CO<sub>2</sub>-Gehaltes.
- Gemäss CEN/TS 12390-10 wird bei einem CO<sub>2</sub>-Gehalt von  $0.035 \pm 0.05\%$ , gemäss CEN/TS 12390-12 bei  $4.0 \pm 0.5\%$  gemessen. Dies führt zu einer hohen prüftechnisch bedingten Streuung von  $\pm 6$  bis  $7\%$ . Diese Vorgaben sind damit ungenügend.
- Grundsätzlich sollten auch bei Karbonatisierungsprüfungen unter natürlichen Bedingungen (Innen- bzw. Laborlagerungen und Aussenlagerungen) die CO<sub>2</sub>-Gehalte gemessen. Bei Laborprüfungen sollte dies konstant konstant gehalten werden. Nur bei Kenntnis des CO<sub>2</sub>-Gehaltes bei den verschiedenen Lagerungen kann dieser Einfluss korrekt berücksichtigt werden. Angaben zum Karbonatisierungskoeffizienten aus Labormessungen bzw. unter natürlichen Bedingungen ohne Angabe des effektiven CO<sub>2</sub>-Gehaltes sind daher immer mit einer gewissen Vorsicht zu betrachten.
- Für die Bestimmung des Karbonatisierungskoeffizienten sind Nullwert (Anfangswert) und mindestens drei Messtermine nötig. Dies gilt grundsätzlich für alle Lagerungsbedingungen, ganz besonders aber bei der Schnellkarbonatisierung.
- Bei sehr grossen Karbonatisierungstiefen im Verhältnis zur Grösse der Prüfkörper wird die Bestimmung des Karbonatisierungskoeffizienten ungenau. Abmessung der Prüfkörper, Dauer der Schnellkarbonatisierung und der CO<sub>2</sub>-Gehalt bei der Schnellkarbonatisierung müssen deshalb aufeinander abgestimmt sein. Die Karbonatisierungstiefe sollte aber auch nicht zu klein sein, um den Einfluss der Messstreuung gering zu halten. Bei Prüfkörpern mit einem Querschnitt von 120x120 mm und allseitiger Exposition sollte die Karbonatisierungstiefe am Ende des Prüfung daher über etwa 5 mm, aber unter 35 bis 40 mm liegen (Kanteneffekt).
- Die Untersuchung des Einflusses der Flächen der Prismen bzw. die Analyse der Messstreuung (**Kapitel 5.4**) zeigte, dass es keinen zwingenden Grund gibt, die Oberseite der Prismen nicht zu messen. Aus statistischen Gründen sind vier Einzelwerte pro Messtermin zudem besser als nur drei. Das Abdecken der Oberseite oder von zwei Seiten, um den Kanteneffekt zu vermeiden, würde den Prüfaufwand erhöhen.



**Tabelle 7.1 Auswirkung der Abweichung vom Zielwert für den CO<sub>2</sub>-Gehalt bei der Prüfung von 0.04% CO<sub>2</sub> (stellvertretend für eine natürliche Umgebungsluft), von 1 und von 4% CO<sub>2</sub> auf den Karbonatisierungskoeffizienten K.**

Abweichung vom CO <sub>2</sub> -Zielwert, %	Änderung K, %	Abweichung vom CO <sub>2</sub> -Zielwert, %	Änderung K, %	Abweichung vom CO <sub>2</sub> -Zielwert, %	Änderung K, %
3.50	-6.5				
3.60	-5.1	0.70	-16.3		
3.70	-3.8	0.80	-10.6	0.060	22.5
3.80	-2.5	0.85	-7.8	0.055	17.3
3.85	-1.9	0.90	-5.1	0.050	11.8
3.90	-1.3	0.95	-2.5	0.045	6.1
<b>4.00</b>	<b>0.0</b>	<b>1.00</b>	<b>0.0</b>	<b>0.040</b>	<b>0.0</b>
4.10	1.2	1.05	2.5	0.035	-6.5
4.15	1.9	1.10	4.9	0.030	-13.4
4.20	2.5	1.15	7.2	0.025	-20.9
4.30	3.7	1.20	9.5	0.020	-29.3
4.40	4.9	1.30	14.0		
4.50	+6.5				

## 7.2 Randbedingungen für die Schnellkarbonatisierungsprüfung

Der aktuelle CO<sub>2</sub>-Gehalt der Luft ist wichtig für die Umrechnung der mittels Schnellkarbonatisierung ermittelten Karbonatisierungskoeffizienten auf normale Umgebungsluft. Heute liegt der CO<sub>2</sub>-Gehalt der Luft knapp unter 400 ppm (siehe **Kapitel 6.1**). Es wird deshalb empfohlen, den in Laborprüfungen ermittelten Karbonatisierungskoeffizienten auf 0.040% CO<sub>2</sub> (400 ppm) umzurechnen.

Es wurde festgestellt, dass die Nachbehandlung einen ganz erheblichen Einfluss auf den Karbonatisierungswiderstand der Betone hat. Bei den meisten Normprüfungen besteht die Nachbehandlung in der 28-tägigen Wasserlagerung. Das Alter bei Prüfbeginn beträgt meist 28 Tage. Wenn der Karbonatisierungswiderstand der Betone in diesem Alter geprüft würde, müsste der Grenzwert reduziert werden, um die in der Praxis weniger lange und in der Regel auch weniger effiziente Nachbehandlung zu kompensieren. Würde dies nicht geschehen, bestünde die Gefahr, dass man den Karbonatisierungswiderstand des effektiv eingebauten Betons überschätzt, mit dem Risiko für frühzeitige Korrosionsschäden.

Es gibt noch einen zweiten Aspekt. Häufig werden im Rahmen der Qualitätssicherung oder im Zweifelsfalle Bohrkerne gezogen und geprüft. Dabei stellt sich immer wieder die Frage der Vergleichbarkeit mit den Ergebnissen der werkseigenen Produktionskontrolle oder die zulässige Abweichung zu den Grenzwerten der Normprüfung. Diese Diskussion kann entschärft werden, wenn zwischen Norm- und Baustellenprüfung die möglichen Abweichungen nicht zu gross und interpretierbar sind. Es sollte also angestrebt werden, den Unterschied zwischen Prüfungen im Rahmen der werkseigenen Produktionskontrolle und dem erzielbaren Verhalten in der Praxis so klein wie möglich zu halten.

Es wird deshalb empfohlen, nicht den potenziellen, sondern den effektiven Karbonatisierungswiderstand zu prüfen. Im Sinne eines Kompromisses wird vorgeschlagenen, die Prüfung an Prüfkörpern nach einer 3-tägigen Nachbehandlung in der Schalung bzw. im Wasser zu beginnen. Es ist klar (siehe **Kapitel 5.3.3**), dass der Karbonatisierungswiderstand schlechter wird, wenn die Nachbehandlung in der Praxis unter 3 Tagen liegt und nicht so wirksam ist wie die Wasserlagerung. Die Verschlechterung gegenüber dem Laborwert sollte im Mittel 20% nicht übersteigen (siehe **Bild 5.17**). Die Verschlechterung ist allerdings abhängig von der Zusammensetzung des Betons (Zementart, w/z-Wert).

Als Vorbehandlung bzw. Vorlagerung wird vorgeschlagen, die Prüfkörper nach der Nachbehandlung bis zum Prüfbeginn im Alter von 28 Tagen in einem Raum bzw. in einem Schrank mit einer relativen Luftfeuchtigkeit von 60% zu lagern. Damit soll sichergestellt werden, dass die Feuchtigkeitsabgabe der Prüfkörper beim Beginn der Schnellkarbonatisierung so klein wie möglich ist.

Der vorgeschlagene Prüfbeginn nach 28 Tagen hat den Vorteil, dass sich die Prüfzeit entsprechend verkürzt.

## 7.3 Prüfvorschrift

Auf der Grundlage der Erkenntnisse dieser Untersuchungen wurde eine Prüfvorschrift erarbeitet. Diese soll als Anhang I in die revidierte Norm SIA 262/1 [SIA 2003b] aufgenommen. Ein Entwurf ist in diesem Bericht als **Anhang X** enthalten. Die Schnellkarbonatisierungsprüfung wird mit einem CO<sub>2</sub>-Gehalt von 4.0% durchgeführt. Für die Prüfung werden Prismen mit der Abmessung 120x120x360 mm hergestellt, 3 Tage nachbehandelt (1d Schalung, 2 Tage in Wasser), danach in einem trockenen Innenraum, ab dem 10. Tag bis Prüfbeginn bei 20°C und einer relativen Luftfeuchtigkeit von 60% gelagert. Die Prüfung wird im Alter von 28 Tagen gestartet und dauert 63 Tage.

Die Vorgaben für die Prüfung sind ein Kompromiss zwischen der Prüfdauer und den mit dem erhöhten CO<sub>2</sub>-Gehalt verbundenen Veränderungen bei der Karbonatisierung der Bestandteile des Betons bzw. des Zementsteins dar.

Der Karbonatisierungskoeffizient aus der Schnellkarbonatisierung K<sub>S</sub> wird gemäss **Gleichung 7.1** der Karbonatisierungskoeffizient K<sub>SN</sub> unter natürlichen Bedingungen (Annahme 0.04 Vol. % CO<sub>2</sub>) berechnet. Der Wert für K<sub>SN</sub> entspricht damit dem Karbonatisierungskoeffizient unter natürlichen Bedingungen K<sub>N</sub>.

$$K_N^* = c \bullet K_{SN} = a \bullet b \bullet c \bullet K_S = 2.60 \bullet K_S \quad \text{Gl. 7.1}$$

K<sub>N</sub><sup>\*</sup> Aus der Schnellkarbonatisierung ermittelter Karbonatisierungskoeffizient für 0.04% CO<sub>2</sub> und unter Berücksichtigung des Korrekturfaktors, mm/Jahr<sup>1/2</sup>

K<sub>SN</sub> Karbonatisierungskoeffizient gemessen bei 4 Vol. % CO<sub>2</sub>, umgerechnet auf den natürlichen CO<sub>2</sub>-Gehalt von 0.04 Vol.%, mm/Jahr<sup>1/2</sup>

K<sub>S</sub> Karbonatisierungskoeffizient bei 4.0% CO<sub>2</sub>, mm/Tag<sup>1/2</sup>

a Umrechnung von 1 Tag auf 1 Jahr: (365/1)<sup>1/2</sup> = 19.10

b Umrechnung von 4.0 auf 0.04 Vol. % CO<sub>2</sub> (0.04/4.0)<sup>1/2</sup> = 0.10

c Korrekturfaktor für die Schnellkarbonatisierung 1.36

Der Faktor c berücksichtigt die Tatsache, dass die beschleunigte Karbonatisierung nicht ganz der theoretischen Abhängigkeit folgt (**Kapitel 5.3.4**).

In den meisten Normprüfungen besteht eine Prüfserie aus mehreren Prüfkörpern. Für die Prüfung des Karbonatisierungswiderstandes wird ein Prisma als ausreichend betrachtet, da für die Auswertung (lineare Regression) vier Einzelwerte (vier Messtermine) einfließen. Die Einzelwerte werden aus den Karbonatisierungstiefen der vier Seiten des Prismas ermittelt. Dies ergibt eine gute statistische Absicherung. Selbstverständlich wäre die parallele Prüfung von mehreren Prismen besser. Der damit verbundene Mehraufwand muss aber dem möglichen Nutzen gegenüber gestellt werden und schlussendlich gerechtfertigt bzw. zwingend nötig sein.

Es war weiterhin das Ziel, die gleiche Prüfung auch an Bohrkernen durchführen zu können. Dies konnte mit geringfügigen Anpassungen erreicht werden.

## 7.4 Präzision

Zurzeit liegen noch keine Ergebnisse von Ringversuchen vor. Die Analyse der Karbonatisierungskoeffizienten der vier Seiten der Prismen ergab eine mittlere Standardabweichung von etwa 0.3 mm/Jahr<sup>1/2</sup> und eine mittlere Varianz unter 10% (siehe **Kapitel 5.4**). Dieser Wert dürfte die maximal zu erwartenden Wiederholstandardabweichung sein. Dies konnte im Rahmen von Drittmandaten bestätigt werden.

Im Rahmen des einen Drittauftrages wurde die Wiederholstandardabweichung an je drei Prismen ermittelt. Dazu wurden zwei verschiedene Betone mit einem w/z von 0.50 und CEM II/A-LL mit teilweisem Ersatz durch zwei verschiedene Kalksteinmehle (KSM) verwendet. Der Gesamtbindemittelgehalt betrug 300 kg/m<sup>3</sup>. Die ermittelte Wiederholstandardabweichung liegt gemäss **Tabelle 7.2** unter 0.1 mm/Jahr<sup>1/2</sup> und einer Varianz unter 3%.

**Tabelle 7.2** Wiederholstandardabweichung bei zwei Betonmischungen.

Prüfkörper	Karbonatisierungskoeffizient, mm/Jahr <sup>1/2</sup>	
	w/z 0.50 (KSM B)	w/z 0.50 (KSM C)
Prisma 1	3.15	3.04
Prisma 2	3.11	3.02
Prisma 3	2.94	2.88
<b>Mittelwert</b>	3.07	2.98
Standardabweichung	0.09	0.07
Varianz, %	3.0	2.3

Bei einem anderen Drittmandat wurden an zwei verschiedenen Produktionstagen (1 und 2) von Betonelementen je zwei Prismen (P) hergestellt und 1 und 7 Tage nachbehandelt. In der **Tabelle 7.3** sind die Ergebnisse aufgeführt. Die Varianz liegt deutlich unter 10% und ist damit noch etwas tiefer als die Varianz der Seitenflächen (siehe **Kapitel 5.4**).

Zum Vergleich wurden auch Bohrkerne aus den Betonelementen geprüft. Die Betonelemente wurden während 7 Tagen in einem geschlossenen Feuchtraum (mit Sprinkleranlage) nachbehandelt. Die Betonoberfläche der Elemente war am Ende der Nachbehandlung, visuell beurteilt, feucht-nass. Die von den Bauteilen entnommenen Bohrkerne wiesen einen Karbonatisierungskoeffizienten von 2.55 mm/Jahr<sup>1/2</sup> auf. Dieser Wert liegt damit bei etwa 84% der Werte der Prismen (Laborprüfkörper) mit einer Nachbehandlung von 1 Tag bzw. etwa 47% höher als der Wert nach der 7-tägigen Nachbehandlung in Wasser. Dies zeigt eindrücklich, dass die Nachbehandlung der Betonelemente weniger effizient war als die 7-tägige Wasserlagerung der Prüfkörper.

**Tabelle 7.3** Resultate der Vergleichsprüfungen.

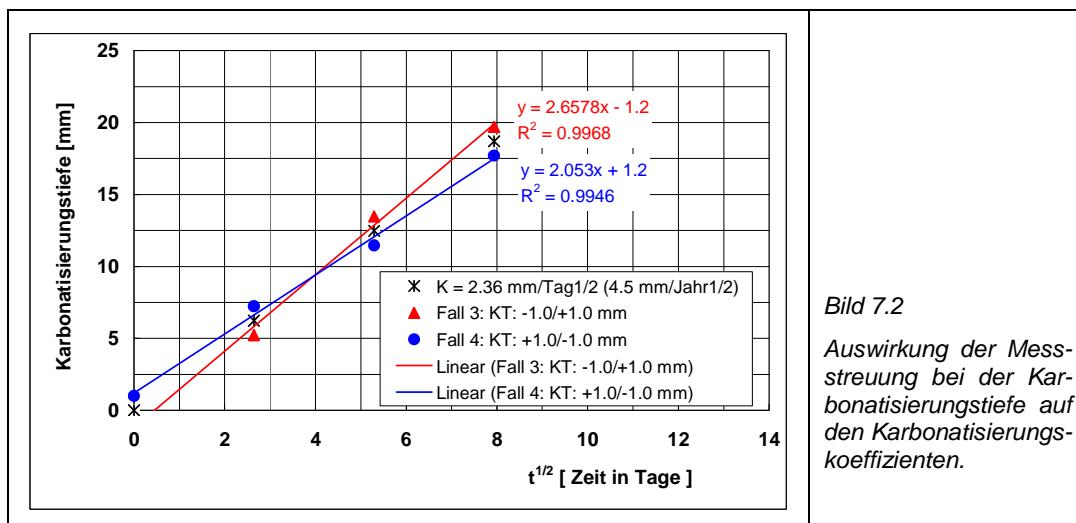
Prüfkörper und Nachbehandlung (NB)	Karbonatisierungskoeffizient, mm/Jahr <sup>1/2</sup>				Varianz, %
	Einzelwert	Mittelwert	Mittelwert	Standardabweichung	
		Produktionstag	Prismen mit gleicher NB		
P3-1, NB 1d	3.08	2.94	3.05	0.21	6.8
P4-1, NB 1d	2.79				
P8-2, NB 1d	3.36				
P7-2, NB 1d	2.97				
P1-1, NB 7d	1.70	1.72	1.74	0.09	4.9
P2-1, NB 7d	1.73				
P5-2, NB 7d	1.88				
P6-2, NB 7d	1.65				

Aufschlussreich ist auch die statistische Analyse der Nullwerte. Aus der **Tabelle 7.4** geht hervor, dass mit einer Streuung des Einzelwertes bis  $\pm 0.5$  mm gerechnet werden muss.

**Tabelle 7.4** Streuung bei der Bestimmung des Nullwertes. 4 Messwerte pro Mittelwert.

Parameter	Karbonatisierungstiefe (Nullwert), mm				
	Ohne Vortrocknung		Mit Vortrocknung		
	AGB11 A-A	AGB11 B-A	AGB12 A-B-V	AGB12 B-A-V	AGB12 C-V
Mittelwert	0.9	0.3	1.5	0.5	0.2
Std.abw.	0.2	0.4	0.5	0.2	0.2

Die Auswirkung der Streuung bei der Karbonatisierungstiefe  $\Delta d_K$  auf den Karbonatisierungskoeffizienten wurde untersucht, indem - im Sinne des ungünstigsten Falles - bei den ersten zwei Messwerten je 0.5, 1.0 und 1.5 mm addiert und beim dritten und vierten Wert abgezogen wurden (und umgekehrt). **Bild 7.2** zeigt den Fall mit  $\Delta d_K$  von  $\pm 1$  mm. In der **Tabelle 7.5** sind die Ergebnisse zusammengestellt. Daraus kann abgeleitet, dass bei einer Streuung  $\Delta d_K$  von 0.5 bis 1.5 mm die Varianz beim Wert für  $K_{SN}$  von 6.5 auf 19.3% zunimmt. Werte  $\Delta d_K$  über  $\pm 1$  mm sollten erfahrungsgemäß nicht auftreten. Die Varianz der Wiederholstandardabweichung bei den Werten für  $K_{SN}$  sollten deshalb unter etwa 13% liegen. Dieser Erwartungswert stimmt mit den Ergebnissen von [Jones 2000] überein, wonach die Standardabweichung bei der Karbonatisierungstiefe bei 0.9 mm und die Varianz bei 6.5% (Karbonatisierungskoeffizient um 2.5 mm/Jahr $^{1/2}$ ) liegt.



**Tabelle 7.5** Auswirkung der Streuung bei der Bestimmung der Karbonatisierungstiefe auf die Streuung bei den mittels linearer Regression ermittelten Karbonatisierungskoeffizienten.

Fall	Streuung $\Delta d_k$ der Karbonatisierungstiefe, mm	Karbonatisierungskoeffizient			$K_{SN}$ , Varianz, %
		$K_s$ , mm/Tag $^{1/2}$	$K_{SN}$ , mm/Jahr $^{1/2}$	Abweichung vom Mittelwert	
1	-0.5/+0.5	2.51	4.79	0.289	6.4%
2	+0.5/-0.5	2.20	4.21	-0.289	-6.4%
3	-1.0/+1.0	2.66	5.08	0.578	12.8%
4	+1.0/-1.0	2.05	3.92	-0.578	-12.8%
5	-1.5/+1.5	2.81	5.37	0.867	19.3%
6	+1.5/-1.5	1.90	3.63	-0.866	-19.3%

In Rahmen eines europäischen Ringversuchs mit der Prüfung gemäss CEN/TS 12390-12 [CEN 2012] wurden die Karbonatisierungstiefen nach 70 Tagen Schnellkarbonatisierung an je 2 Würfeln von 4 verschiedenen Betonmischungen bestimmt. Die Resultate sind in **Tabelle 7.6** zusammengestellt. In der Beurteilung der Resultate wird festgehalten, dass die Labors die Vorgaben der CEN/TS nicht genau umgesetzt haben. Die in [CEN 2012] enthaltene vollständige Auswertung ist in der **Tabelle 7.7** enthalten. Im Kommentar wird auf die hohen Werte für die Vergleichbarkeit bei den Betonen 3 und 4 hingewiesen.

**Tabelle 7.6** Mittelwert, Standardabweichung und Varianz der Karbonatisierungstiefe gemäss CEN/TS 1280-12 (ohne Labor 9, Ausreisser) sowie der berechnete Karbonatisierungskoeffizient  $K_N$ . Daten von [CEN 2012].

Labor	Karbonatisierungstiefe nach 70 Tagen, mm			
	w/z 0.50, CEM II/A-LL	w/z 0.60, CEM II/A-LL	w/z 0.50, CEM II/B-V	w/z 0.60, CEM II/B-V
1	7.4	14.6	15.4	24.6
4	8.4	15.1	15.7	24.9
5	8.8	16.9	18.2	25.8
9 (Ausreisser)	2.9	6.1	5.2	11.4
10	8.5	14.0	16.0	21.5
11	8.2	15.7	18.4	25.3
13	8.0	15.6	16.6	20.4
14	8.5	15.2	17.3	23.9
Mittelwert	8.3	15.3	16.8	23.8
Std.abw.	0.4	0.9	1.11	1.9
Varianz, %	5.1	5.5	6.6	7.9
$K_{SN}$ , mm/Jahr $^{1/2}$	1.7	3.2	3.5	4.9

Tabelle 7.7 Kenngrössen des Ringversuchs gemäss [CEN 2012].

Parameter				Beton 1	Beton 2	Beton 3	Beton 4
<b>Mittelwert</b>			mm	8.38	15.17	17.73	22.92
<b>Standard-abweichung</b>	Wiederholbarkeit	sr	mm	0.54	0.40	0.57	0.50
	Vergleichbarkeit	Sr	mm	0.67	0.78	3.01	3.32
<b>Varianz</b>	Wiederholbarkeit	vr	%	6.45	2.61	3.24	2.18
	Vergleichbarkeit	vR	%	8.00	5.13	16.99	14.48
<b>Grenzwert</b>	Wiederholbarkeit	r	mm	1.50	1.10	1.59	1.39
	Vergleichbarkeit	R	mm	1.86	2.15	8.35	9.20
<b>Grenzwert / Mittelwert</b>	Wiederholbarkeit	r	%	17.87	7.23	8.98	6.05
	Vergleichbarkeit	R	%	22.17	14.21	47.11	40.12

## 8 Zusammenfassung und Ausblick

Mit dem vorliegenden Projekt wurden folgende Ziele verfolgt:

- Festlegen der Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand von Betonen (leistungsbezogene Festlegungen an den Beton).
- Erarbeiten eines Vorschlags für eine schweizerische Norm für eine Schnellprüfung des Karbonatisierungswiderstandes von Beton (Dauerhaftigkeitsprüfung, Qualitätssicherung).

Diese Ziele konnten erreicht werden. Die vorgeschlagenen Grenzwerte für den Karbonatisierungswiderstand von Beton sollen in den revidierten Nationalen Anhang zur SN EN 206-1 einfließen. Die Prüfvorschrift soll als Anhang I in die revidierte Norm SIA 262/1 aufgenommen werden.

Die Ergebnisse können weiterhin genutzt werden, um die schweizerische Position bei der übernächsten Revision der Betonnorm (2017-2019) und der Weiterentwicklung des Eurocodes 2 einzubringen. Dabei geht es u.a. um die Festlegung von Karbonatisierungswiderstandsklassen.

Obwohl mit den durchgeföhrten eigenen Untersuchungen und mit der Auswertung von publizierten Labor- und Felduntersuchungen ein wichtiger Schritt gemacht werden konnte, bleiben Unsicherheiten und verschiedene Fragen offen. Diese betreffen vorab die folgenden Aspekte:

- a) Weiterentwicklung und Verbesserung der (probabilistischen) Modellierung. Einfluss der Expositionsbedingungen (relative Luft- und Betonfeuchtigkeit, Temperatur) auf den Karbonatisierungsverlauf über mehrere Jahrzehnte. Insbesondere sollte die mögliche Streuung des Zeitexponenten ermittelt werden, um die Extrapolation über die mögliche Nutzungsdauer von 50 oder 100 Jahren besser abzusichern. Dabei sollte auch der Auswirkung des CO<sub>2</sub>-Anstieges, des Kanteneffekt und der ungleichmässigen Karbonatisierung (Reduktionsfaktoren) vertieft untersucht werden.
- b) Korrosionsgeschwindigkeit des Bewehrungsstahls in karbonatisiertem Beton unter natürlichen Expositionsbedingungen Bessere Kenntnisse dazu könnten ermöglichen, die Korrosionszeit in der Lebensdauerbemessung zu berücksichtigen.
- c) Auswirkungen der Karbonatisierung auf den kritischen Chloridgehalt.

Um die offenen Punkte anzugehen, sollten neben Untersuchungen im Labor auch Langzeitmessungen an realen Bauteilen mit Betonen mit verschiedenen Zementarten und unterschiedlicher Exposition durchgeführt werden.

Abschliessend ist darauf hinzuweisen, dass die erarbeiteten Grundlagen ermöglichen, bei nicht normkonformer (reduzierter) Bewehrungsüberdeckung projektspezifische Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand bzw. -koeffizienten zu stellen.

## Anhänge

<b>I</b>	<b>Karbonatisierungstiefen .....</b>	<b>161</b>
I.1	Vorversuche .....	161
I.2	Hauptversuche .....	163
<b>II</b>	<b>Prüfvorschrift für die Bestimmung des Karbonatisierungswiderstandes (SIA 262/1, Anhang I, Entwurf nach Vernehmlassung).....</b>	<b>167</b>



# I Karbonatisierungstiefen

## I.1 Vorversuche

### I.1.1 Ohne Vortrocknung

Zeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm		Zeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm		
	CO <sub>2</sub> -Gehalt: 0.032% (Labor)			CO <sub>2</sub> -Gehalt: 1%		
	AGB11, A-A	AGB11, B-A		AGB11, A-A	AGB11, B-A	
0	1.3	0.0	0	0.8	0.0	
143	3.3	1.3	36	7.0	4.5	
365	5.0	2.5	72	11.3	5.8	
730	6.5	3.3	144	13.5	7.5	
Zeit, Tage	AGB12, A-A	AGB12, B-A	Zeit, Tage	AGB12, A-A	AGB12, B-A	
0	1.5	0.3	0	1.5	0.3	
143	5.0	2.8	36	7.8	4.5	
365	6.8	4.0	72	12.0	9.5	
730	8.5	5.5	144	16.0	12.0	
Zeit, Tage	CO <sub>2</sub> -Gehalt: 10%		Zeit, Tage	CO <sub>2</sub> -Gehalt: 100%		
AGB11, A-A	AGB11, B-A	AGB11, A-A		AGB11, B-A		
0	0.8	0.0	0	0.8	1.0	
18	9.3	5.0	9	7.8	4.8	
36	11.5	6.8	18	8.8	5.3	
72	12.0	9.3	36	9.5	6.0	
Zeit, Tage	AGB12, A-A	AGB12, B-A	Zeit, Tage	AGB12, A-A	AGB12, B-A	
0	1.8	0.3	0	2.0	1.0	
18	13.5	9.0	9	15.5	9.0	
36	18.8	12.0	18	20.5	13.0	
72	23.5	15.0	36	37.5	17.8	

### I.1.2 Mit Vortrocknung

Zeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm			Zeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm			
	CO <sub>2</sub> -Gehalt: 0.032% (Labor)				CO <sub>2</sub> -Gehalt: 1%			
	AGB11, A-B-V	AGB11, B-A-V	AGB11, C-V		AGB11, A-B-V	AGB11, B-A-V	AGB11, C-V	
0	0.8	0.0	0.0	0	1.0	0.0	0.0	
143	4.0	2.0	2.0	14	4.5	3.5	2.8	
365	6.5	3.5	3.5	64	13.3	10.5	9.5	
730	6.5	4.8	4.5	143	16.3	14.0	10.3	
Zeit, Tage	AGB12, A-B-V	AGB12, B-A-V	AGB12, C-V	Zeit, Tage	AGB12, A-B-V	AGB12, B-A-V	AGB12, C-V	
0	1.5	0.5	0.0	0	0.8	0.5	0.3	
143	5.0	3.0	3.8	14	6.0	4.3	3.5	
365	8.5	5.8	5.0	64	17.0	10.5	9.8	
730	11.5	6.8	6.0	143	19.0	12.8	12.8	
Zeit, Tage	CO <sub>2</sub> -Gehalt: 10%			Zeit, Tage	CO <sub>2</sub> -Gehalt: 100%			
	AGB11, A-B-V	AGB11, B-A-V	AGB11, C-V		AGB11, A-B-V	AGB11, B-A-V	AGB11, C-V	
0	0.5	0.0	0.0	0	0.8	0.0	0.0	
10	12.5	7.5	7.0	9	31.0	23.3	18.0	
36	18.3	14.0	11.5	18	33.8	23.8	19.5	
72	22.5	16.3	17.8	36	33.3	24.0	20.8	
Zeit, Tage	AGB12, A-B-V	AGB12, B-A-V	AGB12, C-V	Zeit, Tage	AGB12, A-B-V	AGB12, B-A-V	AGB12, C-V	
0	2.3	0.3	0.3	0	1.5	0.8	0.0	
10	13.8	7.8	7.5	9	27.5	12.3	13.0	
36	23.0	13.3	12.5	18	37.5	15.0	15.3	
72	27.8	21.0	20.5	36	39.8	17.8	24.3	

## I.2 Hauptversuche

### I.2.1 CO<sub>2</sub>-Gehalt: 0.032% (Labor)

Zeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm					
	CO <sub>2</sub> -Gehalt: 0.032% (Labor)					
	AGB21, A-A	AGB21, B-A	AGB21, C-B	AGB22, A-A	AGB22, B-A	AGB22, C-B
0	2.3	1.0	0.8	2.8	1.0	1.0
140	4.8	2.5	2.3	7.3	3.3	2.5
235	5.5	3.3	3.3	9.0	3.5	3.5
350	5.5	3.8	3.5	10.0	4.0	3.8
532	6.8	5.0	4.5	11.8	5.3	4.0
Zeit, Tage	AGB24, A-A	AGB24, B-A	AGB24, C-B	AGB25, A-A	AGB25, B-A	AGB25, C-B
0	1.0	0.0	0.8	1.0	0.0	0.8
140	3.5	1.3	1.8	2.3	1.5	1.0
235	4.0	1.8	2.0	3.5	1.5	1.5
350	4.3	1.5	2.0	3.8	1.8	2.0
532	5.3	2.3	2.8	4.8	2.3	2.3
Zeit, Tage	AGB26, A-A	AGB26, B-A	AGB26, C-B	AGB27, A-A	AGB27, B-A	AGB27, C-B
0	2.3	1.5	1.0	1.8	1.0	0.8
140	6.5	4.5	4.0	4.5	3.5	2.8
235	6.8	5.5	6.3	5.8	4.0	3.8
350	8.5	7.0	6.8	6.0	4.8	4.8
532	10.3	9.3	7.8	8.0	5.5	5.3
Zeit, Tage	AGB28, A-A	AGB28, B-A	AGB28, C-B	AGB29, A-A	AGB29, B-A	AGB29, C-B
0	2.3	1.3	1.0	1.8	1.0	0.8
140	5.3	3.3	2.8	5.0	3.0	2.8
235	6.8	3.8	3.0	5.8	4.0	3.5
350	7.0	4.8	4.5	6.5	4.8	4.3
532	8.5	5.3	5.5	7.8	5.5	5.5
Zeit, Tage	AGB30, A-A	AGB30, B-A	AGB30, C-B			
0	1.5	0.3	1.0			
140	3.5	2.0	1.8			
235	4.3	2.5	1.8			
350	5.3	3.0	2.3			
532	6.3	3.5	2.8			

### I.2.2 CO<sub>2</sub>-Gehalt: 1%

Zeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm			Karbonatisierungstiefe, mm			
	CO <sub>2</sub> -Gehalt: 1%			CO <sub>2</sub> -Gehalt: 1%			
	AGB21, A-A	AGB21, B-A	AGB21, C-B	AGB22, A-A	AGB22, B-A	AGB22, C-B	
0	2.3	0.5	1.0	3.0	1.0	1.0	
14	7.0	3.8	3.5	10.0	5.0	4.8	
42	10.3	5.5	5.5	14.8	7.3	6.0	
140	15.3	10.0	9.0	20.8	11.3	10.3	
Zeit, Tage	AGB24, A-A	AGB24, B-A	AGB24, C-B	AGB25, A-A	AGB25, B-A	AGB25, C-B	
0	1.5	0.3	0.3	1.0	0.3	0.5	
14	5.0	2.3	2.3	5.0	2.3	2.3	
42	7.5	3.8	3.8	6.5	3.8	3.8	
140	11.3	6.0	6.5	10.5	7.3	5.5	
Zeit, Tage	AGB26, A-A	AGB26, B-A	AGB26, C-B	AGB27, A-A	AGB27, B-A	AGB27, C-B	
0	2.8	1.3	1.3	1.8	1.3	0.8	
14	8.8	5.8	5.8	7.8	4.5	3.8	
42	14.3	10.0	9.0	11.3	8.0	6.5	
140	22.3	16.3	16.8	18.5	12.5	11.3	
Zeit, Tage	AGB28, A-A	AGB28, B-A	AGB28, C-B	AGB29, A-A	AGB29, B-A	AGB29, C-B	
0	2.0	1.0	0.8	1.5	0.8	0.8	
14	8.5	4.8	4.0	7.3	4.5	3.8	
42	13.8	7.5	6.3	10.3	7.0	6.5	
140	20.3	12.5	11.5	16.5	12.8	10.8	
Zeit, Tage	AGB30, A-A	AGB30, B-A	AGB30, C-B				
0	1.0	0.3	1.0				
14	5.5	3.3	3.3				
42	7.5	5.0	4.0				
140	11.5	7.8	6.8				

### I.2.3 CO<sub>2</sub>-Gehalt: 4%

Zeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm			Zeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm			
	CO <sub>2</sub> -Gehalt: 4%				CO <sub>2</sub> -Gehalt: 4%			
	AGB21, A-A	AGB21, B-A	AGB21, C-B		AGB22, A-A	AGB22, B- A	AGB22, C-B	
0	2.5	0.5	0.8	0	2.8	1.0	1.0	
7	7.5	4.5	4.3	14	13.3	7.0	5.8	
14	10.3	6.5	5.0	42	19.5	11.5	10.0	
42	15.0	10.0	7.8	140	34.0	19.5	16.5	
140	22.0	16.0	12.5					
Zeit, Tage	AGB24, A-A	AGB24, B-A	AGB24, C-B	Zeit, Tage	AGB25, A-A	AGB25, B- A	AGB25, C-B	
0	1.3	0.0	0.3	0	1.3	0.3	0.5	
14	8.0	3.8	3.3	14	7.0	4.3	3.0	
42	10.8	5.5	5.0	42	10.3	6.0	5.8	
140	15.8	9.8	8.5	140	15.3	10.0	8.3	
Zeit, Tage	AGB26, A-A	AGB26, B-A	AGB26, C-B	Zeit, Tage	AGB27, A-A	AGB27, B- A	AGB27, C-B	
0	2.0	1.3	1.0	0	1.8	0.5	0.8	
7	11.3	7.8	6.5	14	12.0	7.0	6.5	
14	15.0	10.3	9.8	42	18.0	11.3	11.0	
42	23.0	16.5	13.5	140	30.3	20.3	20.3	
140	42.0	30.5	30.8					
Zeit, Tage	AGB28, A-A	AGB28, B-A	AGB28, C-B	Zeit, Tage	AGB29, A-A	AGB29, B- A	AGB29, C-B	
0	2.3	1.0	0.5	0	1.5	1.0	1.0	
14	13.0	6.5	6.0	7	8.8	5.8	4.8	
42	20.0	10.8	10.0	14	11.3	7.5	6.3	
140	33.3	18.8	17.8	42	16.5	11.5	10.8	
				140	28.3	20.8	18.3	
Zeit, Tage	AGB30, A-A	AGB30, B-A	AGB30, C-B					
0	0.8	0.5	0.8					
14	8.0	5.3	4.0					
42	11.3	7.5	7.8					
140	18.0	13.8	10.0					



## II Prüfvorschrift für die Bestimmung des Karbonatisierungswiderstandes (SIA 262/1, Anhang I, Entwurf nach Vernehmlassung)

### I.1 Anwendungsbereich

Die nachfolgenden Ziffern legen ein Verfahren fest, mit dem der Karbonatisierungskoeffizient als Mass für den Karbonatisierungswiderstand eines Betons bestimmt wird.

Hinweis: Das hier beschriebene Verfahren basiert zu einem Teil auf dem Entwurf für die europäische Technische Spezifikation FprCEN/TS 12390-12: Prüfung von Festbeton - Teil 12: Bestimmung des potentiellen Karbonatisierungswiderstandes von Beton: Beschleunigtes Karbonatisierungsverfahren (November 2010). Das Ergebnis der Prüfung nach dieser CEN/TS ist eine Karbonatisierungstiefe. In der formellen Abstimmung des CEN wurde dieser Entwurf abgelehnt.

Hinweis 2: Bei porösem Beton, wie z.B. Leichtbeton, kann die Zunahme der Karbonatisierungstiefe zwischen zwei Messterminen mehr als 20 mm betragen. Um in einem solchen Fall die Prüfung zweckmässig durchführen zu können, müssen die beiden Stirnseiten des Prismas mit einem CO<sub>2</sub>-dichten Material abgedeckt werden. Der Auftraggeber hat das Labor rechtzeitig zu informieren.

### I.2 Verweisungen

Es gelten folgende Normen:

- SN EN 12390-2, Prüfung von Festbeton - Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen
- SN EN 14630, Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandhaltung von Betontragwerken - Prüfverfahren - Bestimmung der Karbonatisierungstiefe im Festbeton mit der Phenolphthalein - Prüfung.

### I.3 Definitionen

$d_K$	Karbonatisierungstiefe, [mm]
$d_{KE}$	Einzelwert der Karbonatisierungstiefe, [mm]
$d_{KM}$	Mittelwert der Karbonatisierungstiefe, [mm]
$K_S$	Karbonatisierungskoeffizient bei 4.0 Vol. % CO <sub>2</sub> , [mm/Tag <sup>1/2</sup> ]
$K_N$	Karbonatisierungskoeffizient unter natürlichen Bedingungen, [mm/Jahr <sup>1/2</sup> ]
$t$	Zeit, [Tage / Jahre]

Definition Probekörper und Prüfkörper: Siehe Ziffer A.3 im Anhang A der vorliegenden Norm.

### I.4 Prinzip

Die Karbonatisierung eines Betons wird in einer Kammer mit einem erhöhten CO<sub>2</sub>-Gehalt in der Luft beschleunigt. Aus den nach verschiedenen Zeiten gemessenen Karbonatisierungstiefen an Prüfkörpern wird der Karbonatisierungswiderstand ermittelt.

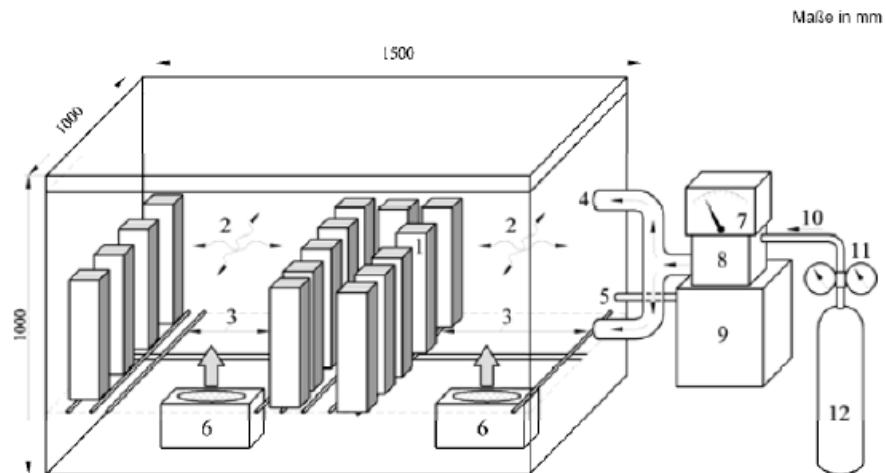
Für die Prüfung werden Prismen (Normprüfung für die Konformitätsbewertung) oder Bohrkerne aus neuen oder alten Betonbauten (Qualitätssicherung, Zustandserfassung) verwendet. Bohrkerne dürfen keine Bewehrungsstäbe enthalten und müssen "rissfrei" sein, d.h. sie dürfen keine Risse mit einer Breite von > 0.05 mm aufweisen.

### I.5 Prüfeinrichtungen

- Klimakammer mit einer Temperatur von  $20 \pm 2$  °C, einer relativen Luftfeuchtigkeit von  $57 \pm 3$  % und einem mittleren natürlichen CO<sub>2</sub>-Gehalt  $\leq 0.15$  Vol.-%.
- Schnellkarbonatisierungskammer mit einer Temperatur von  $20 \pm 2$  °C, einer relativen Luftfeuchtigkeit von  $57 \pm 3$  % und einem CO<sub>2</sub>-Gehalt von  $4.0 \pm 0.1$  Vol. %. Luftfeuchtigkeit und CO<sub>2</sub>-Gehalt müssen aktiv geregelt werden. Für die Regelung des CO<sub>2</sub>-Gehaltes und der Luftfeuchtigkeit sind kalibrierte Sensoren zu verwenden. Figur I.1 zeigt schematisch einen möglichen Aufbau.
- Quelle für die kontinuierliche Einspeisung von CO<sub>2</sub> (z.B. Gasflasche)
- Einrichtung zur kontinuierlichen Aufzeichnung der Temperatur und der relativen Luftfeuchtigkeit bei der Klima- und Schnellkarbonatisierungskammer. Bei der Klimakammer ist das Einhalten des CO<sub>2</sub>-Gehaltes periodisch nachzuweisen. Bei der Schnellkarbonatisierungskammer ist der CO<sub>2</sub>-Gehalt kontinuierlich zu messen und aufzuzeichnen. Das Messintervall darf höchstens 10 Minuten betragen.
- Einrichtung zur Abspaltung von Betonscheiben z.B. mittels Keil (z.B. Druckprüfmaschine)
- Ausrüstung für die Bestimmung der Karbonatisierungstiefe gemäss SN EN 14630
- Material für die CO<sub>2</sub>-dichte Abdeckung der Oberflächen, die nicht karbonatisieren dürfen (z.B. Mantelfläche von Bohrkerne), z.B. verklebter Schrumpfschlauch (übermässiges Erhitzen ist zu

- vermeiden), Epoxidharz, Paraffinwachs
- filmbildende Lösung zum Konservieren der mit Phenolphthalein besprühten Betonoberfläche bzw. des Farbumschlages (z.B. Merckglas)
- Messlehre zur Messung der Karbonatisierungstiefe, Messgenauigkeit 0.5 mm.

Figur I.1: Beispiel für den Aufbau einer Schnellkarbonatisierungskammer mit vertikaler Lagerung der Prüfkörper gemäss FprCEN/TS 12390-12:2010 (schematisch).



#### Legende

- |                            |                                |
|----------------------------|--------------------------------|
| 1 Prüfkörper               | 7 CO <sub>2</sub> -Regelung    |
| 2 Turbulente Strömung      | 8 Steuerkasten                 |
| 3 Plattform aus Holz       | 9 Entfeuchter                  |
| 4 CO <sub>2</sub> -Einlass | 10 Gaszuleitung                |
| 5 Dampfeinlass             | 11 Regler                      |
| 6 Ventilator               | 12 CO <sub>2</sub> -Gasflasche |

### I.6 Probenahme und Vorbereitung der Prüfkörper

#### I.6.1 Prismen

- Die Prüfung wird mit 1 Prisma mit den Abmessungen 120 mm x 120 mm x 360 mm durchgeführt. Die Herstellung erfolgt gemäss SN EN 12390-2 mit nicht saugenden Schalungen (Kunststoff, Stahl).
- Die Prismen sind nach dem Ausschalen (in der Regel nach 1 Tag) bis zum Alter von 3 Tagen ( $72 \pm 4$  Stunden) in Wasser gemäss SN EN 12390-2. Danach können die Prismen, falls nötig, für maximal 7 Tage in einem geschützten, trockenem Innenraum zwischengelagert werden. Sie müssen jedoch spätestens ab dem 10. Tag bis zum Beginn der Prüfung im Alter von 28 Tagen in der Klimakammer vorgelagert werden.

#### I.6.2 Bohrkerne

- Für die Prüfung mit Bohrkernen sind 4 Bohrkerne (1 Bohrkern pro Messtermin) mit einem Durchmesser von  $\geq 50$  mm und einer Länge von  $\geq 100$  mm nötig.
- Für die Prüfung werden die exponierte Aussenseite (A) und die Innenseite (I) (unbewitterte Seite oder Rückseite) der Bohrkerne verwendet.
- Die Innenseite der Bohrkerne muss eben und rechtwinklig zur Prüfkörperachse sein. Falls nötig, muss sie geschnitten werden.
- Bohrkerne werden vor der Prüfung 3 Wochen in der Klimakammer vorgelagert.
- Die Mantelflächen der Bohrkerne werden vor dem Beginn der Prüfung mit einem CO<sub>2</sub>-dichten Material abgedeckt bzw. beschichtet.

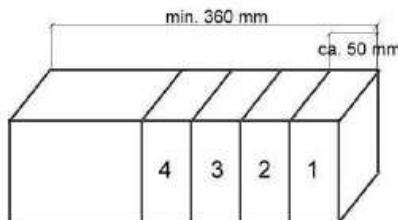
### I.7 Durchführung

#### I.7.1 Prismen

- Im Alter von 28 Tagen nach der Betonherstellung wird die Nullmessung der Karbonatisierungstiefe durchgeführt.
- Nach der 1. Messung (Nullmessung) wird das Prisma in die Schnellkarbonatisierungskammer gebracht und dort bis zur 2. Messung gelagert.
- Die Prüfkörper sind in der Schnellkarbonatisierungskammer so zu lagern, dass ein ungehinderter Luftzutritt zu den exponierten Oberflächen gewährleistet ist (gegenseitiger Abstand zwischen den

Prüfkörpern und Abstand zwischen Prüfkörper und Wänden > 10 mm).

- Nach 7, 28 und 63 Tagen werden die Prüfkörper aus der Schnellkarbonatisierungskammer entnommen und die Karbonatisierungstiefe gemessen.
- Bei jeder Messung wird vom Prisma je eine ca. 50 mm dicke Betonscheibe mechanisch abgespalten (beginnend von der einen Stirnseite des Prismas Richtung andere Stirnseite, nicht wechselnd gemäss Figur I.2). Danach wird die Prüfung in der Schnellkarbonatisierungskammer fortgesetzt. Der Unterbruch der Schnellkarbonatisierung sollte so kurz wie möglich sein (<1 Stunde).
- Die frisch abgespaltene Oberfläche der Betonscheibe wird zunächst von Staub und Restmaterial befreit und danach möglichst rasch (<1 Stunde) mit der Phenolphthaleinlösung gemäss SN EN 14630 besprüht. Nach dem Abtrocknen der Phenolphthaleinlösung (einige Minuten) wird die Betonoberfläche mit der filmbildenden Lösung zur Konservierung des Farbumschlages besprüht. Anschliessend wird die Karbonatisierungstiefe bestimmt und eine Foto der eingefärbten Betonscheibe gemacht.
- Auf die Verwendung einer filmbildenden Lösung zur Konservierung des Farbumschlages kann verzichtet werden, wenn sichergestellt ist, dass sämtliche Schritte für den Nachweis (Herstellung der Betonscheiben, Besprühen mit der Phenolphthaleinlösung, Messen der Karbonatisierungstiefe und fotografische Dokumentation) innerhalb 1 Stunde durchgeführt werden können.
- Die Karbonatisierungstiefe wird an 3 bis 5 Stellen der vier Seitenflächen des Prismas auf 1 mm genau gemessen und daraus die mittlere Karbonatisierungstiefe pro Seite  $d_{KE}$  auf 0.1 mm genau berechnet und protokolliert.
- Aus den mittleren Karbonatisierungstiefen der vier Seiten  $d_{KE}$  wird die mittlere Karbonatisierungstiefe  $d_{KM}$  pro Messtermin auf 0.1 mm genau berechnet und protokolliert.
- Bei der Messung der Karbonatisierungstiefe wird der Bereich der Kanten (Kanteneffekt) und einzelne punktuelle Karbonatisierungsspitzen nicht berücksichtigt. Grobe Unregelmässigkeiten sind zu protokollieren.

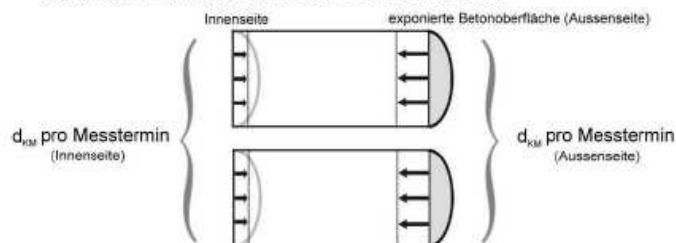


Figur I.2: Abspalten der Betonscheiben

### I.7.2 Bohrkerne

Zusätzlich bzw. in Abweichung zu I.7.1 gilt bei Bohrkernen Folgendes:

- Nach 3 Wochen Lagerung der Bohrkerne in der Klimakammer (siehe I.6.2) wird die Nullmessung der Karbonatisierungstiefe durchgeführt.
- Pro Messtermin wird die Karbonatisierungstiefe an 1 Bohrkern bestimmt. Dazu wird dieser in Längsrichtung gespalten und in der gleichen Art behandelt wie die Betonscheiben.
- Die Karbonatisierungstiefe wird bei den Bohrkernen mit einem Durchmesser von 50 mm an 3 (Figur I.3), bei Bohrkernen mit einem Durchmesser von  $\geq 80$  mm an 5 Stellen auf allen vier Hälften der Bohrkerne auf 1 mm genau gemessen und daraus gemäss Figur I.3 die mittlere Karbonatisierungstiefe  $d_{KE}$  pro Bohrkernhälfte der Aussen- und Innenseite auf 0.1 mm genau berechnet und protokolliert.
- Aus den mittleren Karbonatisierungstiefen der Aussenseiten  $d_{KE}$  (A) und der Innenseiten  $d_{KE}$  (I) wird die mittlere Karbonatisierungstiefe pro Messtermin für die Aussenseite  $d_{KM}$  (A) und die Innenseite  $d_{KM}$  (I) auf 0.1 mm genau berechnet und protokolliert.



Figur I.3: Messung der Karbonatisierungstiefe bei Bohrkernen

### I.8 Prüfergebnisse

- I.8.1 Aus den gemessenen mittleren Karbonatisierungstiefen  $d_{KM}$  nach 0, 7, 28 und 63 und ggf. weiteren Tagen werden mittels linearer Regression die Konstanten A und  $K_S$  der Gleichung I.1 berechnet.

$$d_{KM} = A + K_S \sqrt{t} \quad (I.1)$$

$d_{KM}$	Mittelwert der Karbonatisierungstiefe (pro Messtermin), [mm]
$A$	Konstante, [mm]
$K_s$	Karbonatisierungskoeffizient bei 4.0% CO <sub>2</sub> , [mm/Tag <sup>1/2</sup> ]
$t$	[Tage]

- I.8.2 Aus dem Wert für  $K_s$  wird gemäss Gleichung (I.2) der Karbonatisierungskoeffizient  $K_N$  unter natürlichen Bedingungen (Annahme 0.04 Vol. % CO<sub>2</sub>) berechnet.

$$K_N = a \cdot b \cdot c \cdot K_s = 2.6 \cdot K_s \quad (I.2)$$

$K_N$  Karbonatisierungskoeffizient unter natürlichen Bedingungen mit einem CO<sub>2</sub>-Gehalt von 0.04 Vol. %, [mm/Jahr<sup>1/2</sup>]

$$\begin{aligned} a & \text{ Umrechnung von 1 Tag auf 1 Jahr: } (365/1)^{1/2} = 19.10 \\ b & \text{ Umrechnung von 4.0 auf 0.04 Vol. % CO}_2 \quad (0.04/4.0)^{1/2} = 0.10 \\ c & \text{ Korrekturfaktor für die Schnellkarbonatisierung} \quad 1.36 \end{aligned}$$

## I.9 Prüfbericht

- I.9.1 Folgende Angaben müssen in jedem Prüfbericht enthalten sein:

- Name und Adresse des Auftraggebers
- Name und Adresse der Prüfstelle sowie der für die Prüfung verantwortlichen Person
- Hinweis auf die vorliegende Norm sowie gegebenenfalls Abweichungen von der Norm
- Datum der Betonherstellung bzw. Alter bei Prüfbeginn. Falls dazu keine Angaben vorliegen, ist dies auf dem Prüfbericht zu vermerken.
- Zusammensetzung des Betons, ggf. Hinweis auf Lieferschein oder Sortenverzeichnis. Falls dazu keine Angaben vorliegen, ist dies auf dem Prüfbericht zu vermerken.
- Bezeichnung der Prüfkörper
- Nachbehandlung, falls bekannt
- Prismen: Einzelwerte  $d_{KE}$  (je 1 Wert pro Seitenflächen, d.h. total 4 Werte) und der zugehörige Mittelwert  $d_{KM}$  pro Messtermin, Genauigkeit 0.1 mm
- Konstante  $A$  (Genauigkeit 0.1 mm) und Karbonatisierungskoeffizient  $K_s$  bei 4.0 Vol. % CO<sub>2</sub>, Genauigkeit 0.1 mm/Tag<sup>1/2</sup>
- Karbonatisierungskoeffizient  $K_N$  unter natürlichen Bedingungen (0.04 Vol. % CO<sub>2</sub>), Genauigkeit 0.1 mm/Jahr<sup>1/2</sup>
- Korrekturfaktor  $c$  für die Schnellkarbonatisierung
- Fotodokumentation (1 Bild pro Messtermin)
- Graphische Darstellung der Auswertung gemäss Gleichung (I.1) mit Angabe des Regressionskoeffizienten
- allfällige Besonderheiten, grobe Unregelmässigkeiten oder Auffälligkeiten (Porosität, Grösstkom, Risse etc.)

Für Bohrkerne gilt zusätzlich bzw. in Abweichung der o.g. Punkte Folgendes:

- Einzelwerte  $d_{KE}$  (1 Wert pro Bohrkernhälfte, d.h. total 2 Werte) und Mittelwert  $d_{KM}$  pro Messtermin für Aussenseite (A) und Innenseite (I) des Bohrkerns, Genauigkeit 0.1 mm
- Die Karbonatisierungskoeffizienten  $K_s$  und  $K_N$  sowie die Konstanten  $A$  sind für die Aussen- und Innenseite separat zu berechnen und anzugeben.

## I.10 Genauigkeit

Bei Wiederholprüfungen mit zwei Betonen mit einem Karbonatisierungskoeffizienten von etwa 3 mm/Jahr<sup>1/2</sup> wurde eine Wiederholstandardabweichung < 0.1 mm/Jahr<sup>1/2</sup> gefunden. Bei Parallelprüfungen von mehreren Prismen und Bohrkernen des gleichen Betons, aber von verschiedenen Betonierterminen wurden Abweichungen zwischen den Karbonatisierungskoeffizienten unter 10% gefunden.

Resultate von Vergleichs- bzw. Ringversuchen liegen zurzeit noch nicht vor. Die Ermittlung der Genauigkeit hat deshalb nach Einführung der Prüfung innerhalb eines Ringversuches mit einer grösseren Anzahl Labors zu erfolgen.

## I.11 Beurteilung der Prüfergebnisse

Es gelten die Grenzwerte gemäss SN EN 206-1 (revidierter Anhang NA zur Betonnorm).

## I.12 Literatur

- Technische Spezifikation FpCEN/TS 12390-12:2010: Prüfung von Festbeton - Teil 12: Bestimmung des potentiellen Karbonatisierungswiderstandes von Beton (Entwurf für die formelle Abstimmung des CEN).

## Abkürzungen

Begriff	Bedeutung
AGB	Arbeitsgruppe Brückenforschung
ASTRA	Bundesamt für Straßen
B (BM)	Bindemittel
CEN	Comité européen de normalisation, European Committee for Standardization
DATEC	Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle comunicazioni
DETEC	Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication
EN	Europäische Norm
FA	Flugasche
FT-IR	Fourier Transform Infrarot-Spektroskopie
HS, HSM	Hüttensand, Hüttensandmehl
k	k-Wert im k-Wert-Ansatz
KS, KSM	Kalkstein, Kalksteinmehl
NB	Nachbehandlung
PKZ	Portlandkalksteinzement
RL	Relative Luftfeuchtigkeit
SFA	Steinkohleflugasche
SIA	Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein
SN	Schweizer Norm
SS	Silikastaub
TFB	TFB AG – Technik und Forschung im Betonbau, Wildegg
TGA	Thermogravimetrische Analyse
UVEK	Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation
VB	Vorbehandlung (Vorlagerung, Vorkonditionierung)
z	Zement
ZS	Zusatzstoff



## Literaturverzeichnis

- 
- AFPC-AFREM AFPC-AFREM, Mode opératoire recommandé, essai de carbonatation accélérée, mesure de l'épaisseur de béton carbonaté, dans Compte-rendu des journées techniques AFPC-AFREM Durabilité des bétons, « méthodes recommandées pour la mesure des grandeurs associées à la durabilité », 11 et 12 décembre 1997, Toulouse, pp 153-158.
- 
- Alahmad 2008 S. Alahmad, A. Toumi, J. Verdier, R. François, Effect of crack opening on carbon dioxide penetration in cracked mortar samples, Materials and Structures, Vol. 42, No. 5, Juni 2009, p. 559-566.
- 
- Al-Kadhimy 1996 T. K. H. Al-Kadhimy, P. F. G. Banfill, S. G. Millard, J. H. Bungey, An accelerated carbonation procedure for studies on concrete, Advances in Cement Research, Vol. 8, No. 30, April 1996, p. 47-59.
- 
- Al-Khayat 2002 H. Al-Khayat, M.N. Haque and N.I. Fattuhi, Concrete carbonation in arid climate, Materials and Structures/Matériaux et Constructions, Vol. 35, August 2002, pp 421-426.
- 
- Anagnostopoulos 2010 N. Anagnostopoulos and Kosmas K. Sideris, Assessment and Comparison of Transport Properties in Order to Evaluate the Potential Durability of Self-Compacting and Conventional Concretes. SCC210 - Production and Placement of SCC, September 26th to 29th, 2010, Montreal, Canada
- 
- Ann 2010 K.Y. Ann, S.-W. Pack, J.-P. Hwang, H.-W. Song and S.-H. Kim: Service life prediction of a concrete bridge structure subjected to carbonation, Construction and Building Materials (2010) (in press), Vol 24, Iss 8, p. 1494-1501.
- 
- Audenaert 2007 K. Audenaert, V. Boel and G. De Schutter, Carbonation of filler type self-compacting concrete, 12th International Congress on the Chemistry of Cement (ICCC 2007), 8 - 13 July 2007, Montréal, Canada.
- 
- Bager 2008 D.H. Bager, Aalborg Portland's durability project 25 years judgement, Nordic exposure sites - Input to revision of EN 206-1, Workshop Proceeding from A Nordic Miniseminar, Hirtshals, Denmark, 12.-14. November 2008, Nordic Concrete Federation 2008.
- 
- Bager 2009 D.H. Bager, 25 years exposure – durability and mechanical properties, 17. ibausil, Weimar, 23.-26.9.2009.
- 
- Baroghel-Bouny 2006 V. Baroghel-Bouny, Durability Indicators: Relevant tools for performance-based evaluation and multi-level prediction of RC durability. International RILEM Workshop on Performance Based Evaluation and Indicators for Concrete Durability, 19-21 March 2006, Spain.
- 
- Baron 1996 J. Baron et J.P. Ollivier. La durabilité des bétons, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, ISBN 2-285978-184-6, 1996.
- 
- Bertolini 2012 Workshop ETHZ L. Bertolini, F. Lollini and E. Redaelli, Analysis of the parameters affecting probabilistic predictions of initiation time for carbonation-induced corrosion, International RILEM workshop on Present and future durability challenges for RC structures, ETH - Zurich, 17th April 2012.
- 
- Bier 1988 Th.A. Bier, Karbonatisierung und Realkalisierung von Zementstein und Beton, Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, Heft 4, 1988.
- 
- Bohner 2011 E. Bohner und H-S. Müller, Rissbildung infolge Bewehrungskorrosion, eingereicht zur Veröffentlichung in der Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb), 25.10.2011.
-

Bohner 2012	E. Bohner, Prognosemodell für die Rissbildung infolge Bewehrungskorrosion, Karlsruher Institut für Technologie (KIT) KIT Scientific Publishing, 2012.
Brameshuber 2007	W. Brameshuber und A. Vollpracht, Langfristiges Reaktionsverhalten von Zementen und Zusatzstoffen, Kurzberichte 20, ibac Aachen, 2007.
Brameshuber 2009	W. Brameshuber, A. Vollpracht und S. Rasch, Erarbeitung von Anwendungsregeln für Hüttensand als Betonzusatzstoff gemäss der harmonisierten Europäischen Stoffnorm, ibac, Aachen, Forschungsbericht Nr. F 7038 vom 09.03.2009, Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, T 3223, 2009.
BSI 2006	Concrete – Complementary British Standard to BS EN 206-1 – Part 1: Method of specifying and guidance for the specifier, British Standards Institution BSI, 2006.
Bunte 1993	D. Bunte, Zum karbonatisierungsbedingten Verlust der Dauerhaftigkeit von Aussenteilen aus Stahlbeton, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft Nr. 436, 1993.
Burden 2006	D. Burden, The Durability of Concrete Containing, High Levels of Fly Ash, Portland Cement Association, PCA R&D Serial No. 2989, 2006.
BVK 2002	Betontechnische Empfehlungen, Optimieren von Beton nach DIN 1045-2:2001-07 mit Flugasche als Betonzusatzstoff Typ II, Bundesverband Kraftwerksnebenprodukte e.V., 2002.
Castel 2001	A. Castel, F. Arliguie, T. Chaussadent et V. Baroghel-Bouny, La microfissuration superficielle a-t-elle une influence sur la profondeur de carbonatation des bétons ?, Revue française de génie civil, Vol. 5, No. 1, 2001
Castellote 2009	M. Castellote, L. Fernandez, C. Andrade and C. Alonso, Chemical changes and phase analysis of OPC pastes carbonated at different CO <sub>2</sub> concentrations, Materials and Structures, Vol. 42, No. 4, 2009, p. 515-525.
Castro 2004	A. de Castro, R. Ferreira, A.M. Lopes, O. Cascudo and H. Carasek, Relationship between results of accelerated and natural carbonation in various concretes, International RILEM Conference on the Use of Recycled Materials in Buildings and Structures 8 - 11 November 2004, Barcelona, Spain.
CB 1988	Schnellverfahren zur Beurteilung der Betonkarbonatisierung, Cementulletin, Vol. 56, Nr. 8, August 1988.
CEM X 2010	CEN/TC 51 N 1064, 2010-10-19, CEM X Presentation from the Convenor M. Lebon.
CEM X 2011	O. Germain, Ch. Pierre, E. Brouard and M.A. Chonier, Development of new ternary cements with reduced clinker content, CEN TC 51 WG 6 Ad Hoc Group "CEM X", Prestandardisation Research, "CEM X program", Joint report CRIC – Lafarge, October 2011.
Cembureau 2008	Cembureau, ETS – Carbon leakage in European cement industry: Chronicle of an announced death?, Eurobrief, Sept. 2008, p. 1-2.
cemsuisse 2007	Jahresbericht der cemsuisse, 2007. <a href="http://www.cemsuisse.ch">www.cemsuisse.ch</a> .
CEN 1997	Measurement of the carbonation depth of hardened concrete, CR 12793, CEN, 1997.
CEN 2000	SN EN 206-1:2000, Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, SIA 2000.
CEN 2004a	SN EN 1992-1-1, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, 2004
CEN 2004b	SN EN 13295:2004 - Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken – Prüfverfahren – Bestimmung des Karbonatisierungswiderstands.

CEN 2007	Technischen Spezifikation CEN/TS 12390-10:2007 – Prüfung von Festbeton - Teil 10: Bestimmung des relativen Karbonatisierungswiderstandes von Beton.
CEN 2010	CEN/TS 12390-12:2010 – Prüfung von Festbeton – Teil 12: Bestimmung des potentiellen Karbonatisierungswiderstandes von Beton: Beschleunigtes Karbonatisierungsverfahren, Entwurf vom November 2010.
CEN 2012	CEN/TC 51/WG 12, Additional Performance Criteria, Document CEN/TC 51/WG 12 N 289, Updating on Validation Testing Program on Cl-penetration and CO <sub>2</sub> test methods – edited by Mrs C. Andrade and Mrs R. d'Andrea, February 2012.
CH 2011	CH2011, Swiss Climate Change Scenarios CH2011, published by C2SM, MeteoSwiss, ETH, NCCR Climate, and OcCC, Zurich, Switzerland, 2011.
Chen 2008	S. Chen, W. Sun, Y. Zhang and F. Guo, Carbonation depth prediction of fly ash concrete subjected to 2- and 3-dimensional CO <sub>2</sub> attack, Front. Archit. Civ. Eng. China, 2(4), 2008, p. 395–400.
Collepardi 1990	M. Collepardi, R. Fratesi, G. Moriconi and S. Biagini, The use of superplasticizers as steel corrosion reducers in reinforced concrete, Proceedings of the International RILEM Symposium "Admixtures for Concrete, Improvement of Properties", Barcelona, Spain, May 14-17, 1990, pp. 269-278. Editor: E. Vasquez.
Collepardi 2004	M. Collepardi, S. Collepardi, J.J. Ogoumah Olagot and F. Simonelli, The Influence of Slag and Fly Ash on the Carbonation of Concretes, in: Proceedings of 8th CANMET/ACI International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete, Las Vegas, USA, 23-29 May 2004, pp. 483-494.
CRIC 2004	CRIC, Belgian Center for scientifical and technical researches for the cement industry, Rapport 2003-2004.
DAfStb 2008	DAfStb, Positionspapier des DAfStb zur Umsetzung des Konzepts von leistungsbezogenen Entwurfsverfahren unter Berücksichtigung von DIN EN 206-1, Anhang J, Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008), Heft 12, S. 837-839.
De Ceukelaire 1993	De Ceukelaire L and Van Nieuwenburg D., Accelerated carbonation of a blast-furnace cement concrete, Cement and Concrete Research (1993), 23 (2), p. 442–52.
De Schutter 1999	G. De Schutter, Quantification of the influence of cracks in concrete structures on carbonation and chloride penetration, Magazine of Concrete Research, Vol 51, No. 6, December 1999, p. 427-435.
De Schutter 2004	G. De Schutter and K. Audenaert, Evaluation of water absorption of concrete as a measure for resistance against carbonation and chloride migration, Materials and Structures, Vol. 37, November 2004, p. 591-596.
Dhir 1987	R. Dhir, K. Tham and J. Dransfield, Durability of Concrete with a Superplasticizing Admixture" Concrete Durability, Catherine and Bryant Mather International Conference, SP-100, American Concrete Institute Detroit. 1987, p. 741-762.
Dhir 1989	R.K Dhir, P.C. Hewlett and Y.N. Chan, Near surface characteristics of concrete: prediction of carbonation resistance. Magazine of Concrete Research, Vol. 41, No. 148, 1989, p. 137-143.
Dhir 2000	R.K. Dhir, M.R. Jones, M.D. Newlands, A.M.O. Abbas, Development of a performance specification for carbonation resistance, DETR Research Contract No 39/3/384 (CC1095), Report CTU/1299, University of Dundee, Concrete Technology Unit, March 2000.
Dhir 2004	R.K. Dhir, M.J. McCarthy, S. Zhuo and P.A.J. Tittle, Role of cement content in specifications for concrete durability: cement type influences, Structures & Buildings 157. Issue SB2, 2004, p.113-127.
Dinakar 2009	P. Dinakar, K.G. Babu and M. Santhanam, Corrosion resistance performance of high-volume fly-ash self-compacting concretes, Magazine of Concrete Research, Vol. 61, No. 2, March 2009, p. 77-85.

Dinku 1997	A. Dinku, H. W. Reinhardt, Gas permeability coefficient of cover concrete as performance control, <i>Materials and Structures</i> , Vol. 30, August-September 1997, p. 387-393.
Distler 1992	P. Distler, J. Kropp and H.K. Hilsdorf, Pore structure and transport parameters of concretes containing blended cements" 9th International Congress on the Chemistry of Cement. New Delhi, 1992, pp. 431-437.
Dombrowski 2008	K. Dombrowski, M. Weil und A. Buchwald, <i>Geopolymere Bindemittel – Teil 2: Entwicklung und Optimierung von Geopolymerbetonmischungen für feste und dauerhafte Außenwandbauteile</i> ; ZKG International, Vol. 61, Nr. 3, 2008, S. 70-80.
EHE 2008	Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08), REAL DECRETO 1247/2008 (Spanischer EC2), ANEJO 9º, Consideraciones adicionales sobre durabilidad.
Ehrlich 2008	N. Ehrlich, CEM II- und CEM III/A-Zemente im Betonbau, 76. Sitzung des Betonkreises, 18.3.2008, Forschungsinstitut der Zementindustrie (VDZ), Düsseldorf.
fib 2006	Fédération Internationale du Béton, Model Code for Service Life Design, fib Bulletin No. 34, 2006.
Furrer 1990	Ch. Furrer, Spritzbeton und seine Eigenschaften - Das Karbonatisieren von Spritzbeton, Institut für Bauplanung und Baubetrieb, ETHZ, 1990.
Gehlen 2000	Ch. Gehlen, Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken, Zuverlässigkeitsschätzungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion ; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton ; Beuth Verlag GmbH : Berlin 2000.
Gehlen 2008	Christoph Gehlen, Peter Schiessl und Angelika Schiessl-Pecka, Hintergrundinformationen zum Positionspapier des DAfStb zur Umsetzung des Konzepts von leistungsbezogenen Entwurfsverfahren unter Berücksichtigung von DIN EN 206-1, Anhang J, für dauerhaftigkeitsrelevante Problemstellungen, Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008), Heft 12, S. 840-851.
Giarma 2011	C. Giarma, Estimation of Carbonation Depth Based on Hygrothermal Calculations. <i>ACI Materials Journal</i> / March – April 2011.
Gomes 2009	M. Gomes and J. de Brito, Structural Concrete with incorporation of coarse recycled concrete and ceramic aggregates: durability performance, <i>Materials and Structures</i> , <i>Materials and Structures</i> , Vol. 42, No. 5, 2009, p. 663-675.
Gonçalves 2007	A.F. Gonçalves, A.B. Ribeiro and M.J.E. Ferreira, The new LNEC Specifications for reinforced concrete durability, International RILEM workshop on integrated service life modelling of concrete structures, PRO 56, Guimarães, Portugal, 2007. p. 131-139.
Gonen 2007	T. Gonen and S. Yazicioglu, The influence of compaction pores on sorptivity and carbonation of concrete, <i>Construction and Building Materials</i> , Vol. 21, 2007, p. 1040–1045.
Graubner 2004	C.-A. Graubner und T. Proske, Einfluss von Form und Größe der Gesteinskörnungen auf den erforderlichen Mehlikomgehalt und die Festbetoneigenschaften von selbstverdichtendem Beton, Institut für Massivbau, TU Darmstadt, 8.8.2004.
Graubner 2010	C.A. Graubner, H. Garrecht und T. Proske, Innovative Betontechnologie - Voraussetzung für die Entwicklung umweltfreundlicher und ressourcenschonender Zemente, Internet-Publikation 2010, Technische Universität Darmstadt, Institut für Massivbau.
Gruyaert 2010	E. Gruyaert, P. Van den Heede, M. Maes and N. De Belie, A comparative study of the durability of ordinary Portland cement concrete and concrete containing (high) percentages of blast-furnace slag, International RILEM Conference on Material Science – MATSCI, Aachen 2010 – Vol. III, AdIPoC, p. 241-251.
Gruyaert 2011	E. Gruyaert, Effect of Blast-Furnace Slag as Cement Replacement on Hydration, Micro-structure, Strength and Durability of Concrete , Diss. Magne Laboratory for Concrete Research, Department of Structural Engineering, Faculty of Engineering & Architecture, Ghent University, Belgium, 2011.

Haque 1999	N. Haque, H. Al-Khaiat, Strength and durability of lightweight concrete in hot marine exposure conditions, <i>Materials and Structures</i> , Vol. 32, August-September 1999, p. 533-538.
Hardjito 2005	D. Hardjito and B. V. Rangan, Development and properties of low-calcium fly ash-based geopolymers concrete, <i>Research Report GC 1</i> , Faculty of Engineering, Curtin University of Technology, Perth, Australia, 2005
Härdtl 1994	R. Härdtl, P. Schiessl and U. Wiens, Limits of pozzolanic additions with respect to alkalinity and corrosion protection of reinforcement, <i>Durability of high performance concrete, Proceedings of the RILEM International Workshop, February 14-15, 1994, Vienna</i> , Editor: H. Sommer, 1994, p. 189-193.
Härdtl 1995	R. Härdtl, Veränderungen des Betongefüges durch die Wirkung von Steinkohlenflugasche auf die Betoneigenschaften, <i>Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 448</i> , 1995.
Helene 2009	P.R. Helene and P. Castro-Borges, A novel method to predict concrete carbonation, <i>Concreto y Cemento</i> , julio - diciembre 2009, p. 25-35.
Hermida 2008	G. Hemida, Influence du volume de pâte et de la concentration en ciment sur la performance du béton : vers le développement d'un béton à contenu minimal en pâte, <i>Laboratoire Mécanique et Technologie (ENS CACHAN/CNRS/UMR 8095), CACHAN CEDEX (France)</i> , N°ENSC-2008/01.
Hilsdorf 1992	H.K. Hilsdorf, K. Schönlund F. Burieke, <i>Dauerhaftigkeit von Betonen</i> , Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, 1992.
Ho 1987	D.W.S. Ho and R.K. Lewis, Carbonation of concrete and its prediction, <i>Cement and Concrete Research</i> , Vol. 17 (1987), pp. 489-504.
Hobbs 1994	D.W. Hobbs, Carbonation of concrete containing pfa, <i>Magazine of Concrete Research</i> , Vol. 46, No. 166, March, 1994, p. 35-38.
Holcim 2007	Holcim, <i>Geschäftsbericht 2007</i> , Holcim Ltd., Holcim, 2007, p. 34-38.
Houst 1994	Y. F. Houst, F. H. Wittmann, Influence of porosity and water content on the diffusivity of CO <sub>2</sub> and O <sub>2</sub> , through hydrated cement paste, <i>Cement and Concrete Research</i> , Vol. 24, No. 6, 1994, p. 1165-1176.
Hunkeler 1993	F. Hunkeler, Der elektrische Widerstand von Mörteln und Betonen, <i>Schweizer Ingenieur und Architekt</i> , Nr. 43, 1993, S. 767-772.
Hunkeler 1994	F. Hunkeler, Grundlagen der Korrosion und der Potentialmessung bei Stahlbetonbauwerken, <i>Eidg. Verkehrs- und Energiewirtschaftsdepartement, Bundesamt für Strassen, FA 86/90, Bericht VSS Nr. 510</i> , 1994. <a href="http://www.tfb.ch/de/Publikationen/Publikationsliste.html">http://www.tfb.ch/de/Publikationen/Publikationsliste.html</a> .
Hunkeler 1996	F. Hunkeler, Die Bedeutung der Permeabilität für Betonbauwerke, <i>TFB-Kurs 957271, Schulungszentrum TFB</i> , 10.05.1996.
Hunkeler 1998	F. Hunkeler, Einfluss der Betonqualität auf den Chlorid- und Karbonatisierungswiderstand, <i>Veranstaltung TFB 974761/62 „Dauerhafte Betonbauwerke – unser Ziel“</i> , 18.2.1998 und 13.5.1998.
Hunkeler 2005	F. Hunkeler, Corrosion in reinforced concrete structures: Processes and mechanism in: <i>Corrosion in concrete structures</i> , Ed. H. Böhni, Woodhead Publishing Ltd., Abington, Cambridge, UK, 2005, p. 1-45.
Hunkeler 2006	F. Hunkeler, B. Mühlau und H. Ungricht, Risiko von Betonabplatzungen infolge Bewehrungskorrosion, <i>Forschungsauftrag AGB 2002/015</i> , Bundesamt für Strassen, Bericht VSS Nr. 603, Oktober 2006. <a href="http://www.tfb.ch/de/Publikationen/Publikationsliste.html">http://www.tfb.ch/de/Publikationen/Publikationsliste.html</a> .
Hunkeler 2010	F. Hunkeler und L. Bäurle, Korrosionsbeständigkeit eines nichtrostenden Chromstahls in karbonatisiertem Normal-, Leicht- und Recyclingbeton, <i>Beton- und Stahlbetonbau</i> , 105, 2010, Heft 12, S. 797- 804.

Hunkeler 2012a	F. Hunkeler, Karbonatisierung von Hochbaubetonen, cemsuisse, Projekt Nr. 201103, 2012 (unveröffentlicht).
Hunkeler 2012b	F. Hunkeler, Einfluss des CO <sub>2</sub> -Gehaltes, der Nach- und Vorbehandlung sowie der Luftfeuchtigkeit auf die Karbonatisierungsgeschwindigkeit von Beton, Beton- und Stahlbetonbau, Vol.107, Heft 9, 2012, S. 613-624.
Hyvert 2009	N. Hyvert, Application de l'approche probabiliste à la durabilité des produits préfabriqués en béton, Thèse de l'université de Toulouse, 2009.
Imamoto 2009	K. Imamoto, K. Shimozawa, M. Nagayama, J. Yamasaki and S. Nimura, Air Permeability of concrete cover and its relationship with carbonation progress under long - term exposure test in Japan, 3- 5 June 2009.
Ishida 2004	T. Ishida, K. Maekawa and M. Soltani, Theoretically identified strong coupling of carbonation rate and thermodynamic moisture states in micropores of concrete, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 2, No. 2, June 2004, p. 213-222.
Ishida 2008	T. Ishida and Ch.-H Li, Modelling 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. 2008, No. 2 pp. 303-316.
Ishida 2009	T. Ishida, D. Ichiba and K. Kawai, Effects of Carbon Dioxide gas concentration on carbonation of C-S-H, Cement Science and Concrete Technology, No. 63, 2009.
Jacobs 1999	F. Jacobs, Einflussgrößen – Dauerhaftigkeitseigenschaften von Betonen, beton, März 1999, S. 276-282.
Jones 2000	M.R. Jones, R.K. Dhir, M.D. Newlands and A. M. O. Abbas, A study of the CEN test method for measurement of the carbonation depth of hardened concrete, Materials and Structures/Matériaux et Constructions, Vol. 33, March 2000, pp 135-142.
Jones 2006	M.R .Jones, S. Kandasami, M.D. Newlands and T.A. Harrison, Carbonation resistance classes and benchmarking of UK concretes, University of Dundee, Concrete Technology Unit, Phase 1 Project Report, Dec. 2006.
Jones 2010	M. R. Jones, Research to extend modelling and support for equivalent durability concept. Carbonation Project – Phase 2 Draft Final Report. January 2010.
Jooss 2002	M. Jooss and H.W. Reinhardt, Permeability and diffusivity of concrete as function of temperature, Cement and Concrete Research 32, 2002, pp.1497-1504.
JSCE 2007	Ecocement, JSCE (Japan Society of Civil Engineers), Concrete Committee Newsletter No.8, January 2007.
Kandasami 2008	S. Kandasami, An assessment of the carbonation behaviour of contemporary structural concretes in the UK, Thesis, University of Dundee/UK, 2008.
Khunthongkeaw 2005	J. Khunthongkeaw and S. Tangtermsirikul, Model for Simulating Carbonation of Fly Ash Concrete Journal of Materials in Civil Engineering, Sept./Oct. 2006, p. 570-578.
Kishitani 1964	K. Kishitani, Über die Beständigkeit von Stahlbeton unter dem Einfluss von CO <sub>2</sub> , Zement-Kalk-Gips, Nr. 4, 1964, S. 158+159.
Kobayashi 1990	K. Kobayashi and Y. Uno, Influence of alkali on carbonation of concrete, Part 2 - Influence of alkali in cement on rate of carbonation of concrete, Cement and Concrete Research, Vol. 20, 1990, p. 619-622.
Kosaka 1961	K. Kosaka, Durability (especially, carbonation) test of concrete, RILEM International Symposium on Durability of Concrete, Prague, Preliminary Report, 1961.
Kropp 1995	J. Kropp, Relations between transport characteristics and durability, Performance criteria for concrete durability, RILEM Report 12, Eds.: J. Kropp and H.K. Hilsdorf, E&FN Spon, London, 1995, p. 97-137.

Kuosa 2008	H. Kuosa, E. Vesikari, E. Holt and M. Leivo, Field and laboratory testing and service life modelling in Finland, Nordic Exposure Sites - Input to revision of EN 206-1, Workshop form a Nordic Miniseminar, Hirtshals, Denmark, 12.-14. November 2008, p. 181-208.
Kwon 2010	S.-J. Kwon and H.-W. Song, Analysis of carbonation behavior in concrete using neural network algorithm and carbonation modeling, Cement and Concrete Research, Vol. 40, 2010, p. 119-127.
Lammar 2010	L. Lammar, Karbonatisierung von Beton – Analyse und Modellierung, Masterarbeit FS 2010, Institut für Baustoffe der ETH Zürich, 2010.
LCPC 2002	Méthodes de mesure et d'essai de laboratoire, Méthode 58.13: Evaluation de la résistance à la carbonatation à partir d'un test accéléré - Stations d'essais disponibles dans le réseau des LPB, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Février 2002.
LNEC 1993	LNEC E-391. Concrete determination of carbonation resistance. National Laboratory of Civil Engineering (LNEC), Lisbon, Portugal; 1993
LNEC 2005a	LNEC E-464. Concrete prescriptive methodology for a 50-year design service life accounting for environmental actions. National Laboratory of Civil Engineering (LNEC), Lisbon, Portugal; ; (in Portuguese).
LNEC 2005b	LNEC E-465. Concrete prescriptive methodology to estimate concrete properties to achieve the design service life under environment conditions XC or XS. National Laboratory of Civil Engineering (LNEC), Lisbon, Portugal
Lo 2008	T.Y. Lo, W.C. Tang and A. Nadeem, Comparison of carbonation of lightweight concrete with normal weight concrete at similar strength levels, Construction and Building Materials, 22, 2008, p. 1648-1655.
Loo 1994	Y.H. Loo, M.S. Chin, C.T. Tam and K.C.G. Ong, A carbonation prediction model for accelerated carbonation testing of concrete, Magazine of Concrete Research, Vol. 46, 1994, pp. 191-200.
Lowke 2008	D. Lowke, K. Schmidt, P. Schiessl und D. Heinz, Dauerhaftigkeitspotentiale selbstverdichtender Betone, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 103, Heft 5, 2008, S. 324-333.
Lu 2009	Ch. Lu and R. Liu, Predicting carbonation depth of prestressed concrete under different stress states using artificial neural network, Advances in Artificial Neural Systems, Received 17 February 2009; Revised 7 October 2009; Accepted 25 November 2009, in Press; Internet 24.12.2009.
Lunk 2008	P. Lunk, Die Verkleinerung des ökologischen Fussabdrucks steht im Vordergrund, Interview, baublatt, Nr. 29, 23.7.2010, S. 20+21.
Lunk 2010	P. Lunk, Zement und Beton: heute – morgen, Swiss Steel, Fachtagung „Neue Wege im Stahlbetonbau II“, Emmenbrücke, 20.11.2008.
Mansour 1995	T. Mansour, Möglichkeiten des Korrosionsschutzes von Bewehrungsstahl in Leichtbeton, Otto-Graf-Institut, Schriftenreihe Heft 84, Stuttgart, 1995.
McKinsey 2007	Kosten und Potenziale der Vermeidung Von Treibhausgasemissionen in Deutschland, Eine Studie von McKinsey & Company, Inc., erstellt im Auftrag von „BDI initiativ – Wirtschaft für Klimaschutz“, McKinsey & Company, Inc., 2007
Medagoda 2003	A.D. Medagoda Arachchige, Role of cement content in determining resistance of concrete to reinforcement corrosion, Thesis, Concrete Technology Unit, University Dundee/UK, August 2003.
Medagoda 2008	A.D. Medagoda Arachchige, Influence of cement content on corrosion resistance, Construction Materials, Vo. 161, February 2008 Issue CMI, p. 31-39.
Meier 2007	S. Meier, Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von Misaporbeton, Concretum Construction Science AG, 18.5.2007.

Meira 2006	G.R. Meira, I.J. Padaratz and J.C. Borba, Carbonatação natural de concretos: resultados de cerca de quatro anos de monitoramento, ENTAC 2006, A construção do futuro, XI Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído, Florianópolis, 2006.
Meyer 1967	A. Meyer, H.-J. Wierig und K. Husman, Karbonatisierung von Schwerbeton, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 182, 1967, S. 1-30.
Moll 1964	H.L. Moll, Über die Korrosion von Stahl in Beton, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft Nr. 169, 1964.
Monteiro 2012	I. Monteiro, F.A. Branco, J. de Brito and R. Neves, Statistical analysis of the carbonation coefficient in open air concrete structures, Construction and Building Materials, Volume 29, April 2012, Pages 263-269
Moreno 2009	E.I. Moreno, C. Vinajera-Reyna, A. Torres-Acosta and others, Effect of environmental parameters on concrete carbonation – DURACON collaboration. 24 – 26 November 2008. CRC Press 2009, p. 365 – 371.
Müller 1989	H.H. Müller und M. Hergenröder, Einfluss der Zementart auf die Korrosion von Spannstählen, Kurzbericht über die Karbonatisierungsmessungen, Zwischenbericht Nr. 1158, Lehrstuhl und Institut für Massivbau, TU München, 1989.
Müller 1995	A. Müller und G. Sickert, Bestimmung des Karbonatisierungswiderstandes von Beton anhand seiner Kapillar- und Mikroporenstruktur, Concrete Precasting Plant and Technology, November 1995, p. 70-88
Müller 2005	Ch. Müller und E. Lang, Dauerhaftigkeit von Beton mit Portlandkalkstein- und Portlandkompositzementen CEM II-M (S-L), Teil 1, 2 und 3: in beton 3/2005 (S. 131-138), 4/2005 (S. 197-202) und 5/2005 (S. 266-269).
Müller 2006	Ch. Müller und E. Lang, Dauerhaftigkeit von Beton mit Portlandkalkstein- und Portlandkompositzementen CEM II-M (S-L), VDZ, Betontechnische Berichte 2004 – 2006, S. 29-53.
Müller 2012	H-S. Müller und E. Bohner, Rissbildung infolge Bewehrungskorrosion - Mechanismen und Prognosemodelle, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 107, Heft 2, 2012, S. 68-78.
Muntean 2005	A. Muntean, S.A. Meier, M.A. Peter, M. Böhm und J. Kropp, A note on limitations of the use of accelerated concrete-carbonation tests for service-life predictions, Zentrum für Technomathematik, Fachbereich 3 - Mathematik und Informatik, Report 05-04, April 2005.
Nagataki 1986	S. Nagataki, H. Ohga and E.K. Kim, Effect of curing conditions on the carbonation of concrete with fly ash and the corrosion of reinforcement in long term tests. In Proceedings, 2nd CANMET/ACI International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag, and Natural Pozzolans in Concrete, Madrid, Spain, Apr. 21-25, 1986. Edited by V.M. Malhotra. American Concrete Institute, Detroit, MI, Special Publication SP-91, pp. 521-540.
Nakamoto 1995	J. Nakamoto and K. Togawa, A study of strength development and carbonation of concrete incorporating high volume blast furnace slag, American Concrete Institute SP-153, 1995, p. 1121-1139.
NT 1989	Concrete, repairing materials and protective coating: Carbonation resistance, Nordtest Method, NT Build 357, Nov. 1989, Published by NORDTEST, Espoo, Finland.
Ohga 1998	H. Ohga, A. Ueno and K. Kokubu, Statistical evaluation of carbonation depth of concrete, Concrete Under Severe Conditions 2, Environment and Loading, Proceedings of the Second International Conference on Concrete under Severe Conditions, CONSEC '98, Editors: N. Banthia; O. Gjorv; K. Sakai, E & FN Spon, London, 1998, p. 421-428.
Osborne 1989	G.J. Osborne, Carbonation and permeability of blast furnace slag cement concretes from field structures, Proceedings of Third International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete, Trondheim, Norway, (Editor V. M. Malhotra), American Concrete Institute. SP-114, Vol. 2, 1989, p. 1209-1237.

Papadakis 1989	V.G. Papadakis, C.G. Vayenas and M.N. Fardis, A reaction Engineering approach to the problem of concrete carbonation, AIChE Journal, Vol. 35, No.10, October 1989 pp.1639-1650.
Papadakis 1991a	V.G. Papadakis, C.G. Vayenas and M.N. Fardis, Physical and chemical char, ACI Materials Journal, March-April 1991, pp. 186-196.
Papadakis 1991b	V.G. Papadakis., C.G. Vayenas and M.N. Fardis, Fundamental modeling and experimental investigation of concrete carbonation, ACI Material Journal, July-August 1991, pp 363-373.
Papadakis 2000	V.G. Papadakis, Effect of supplementary cementing materials on concrete resistance against carbonation and chloride ingress, Cement and Concrete Research, Vol. 30, 2000, 291-299.
Parrott 1990	L.J Parrott, Damage caused by carbonation of reinforced concrete, Materials and Structures/Matériaux et Constructions, Vol. 23, 1990, p. 230-234.
Parrott 1994	L.J. Parrott. A study of carbonation-induced corrosion. Magazine of Concrete Research, 1994, Vol. 46, No. 166, March, p. 23-28.
Parrott 1996	L.J. Parrott, Some effects of cement and curing upon carbonation and reinforcement corrosion in concrete, Materials and Structures/Matériaux et Constructions, Vol. 29, April 1996, pp 164-173.
Proske 2008	T. Proske und C.A. Graubner, Green Concrete, Darmstadt Concrete - Annual Journal on Concrete and Concrete Structures, Vol. 23, Darmstadt, 2008.
Proske 2009	T. Proske, Carbonatisierung von Beton mit reduziertem Zementgehalt, 17. ibausil, Weimar, 23.-26.9.2009, P2.58.
Proske 2012	T. Proske, S. Hainer, M. Jakob, H. Garrecht und C.-A. Graubner, Stahlbetonbauteile aus klima- und ressourcenschonendem Ökobeton - Technische Innovation zur Realisierung nachhaltiger Betonbauwerke, Vol.107, Heft 6, 2012, S. 401-413.
Quan 2005	H. Quan and H. Kasami, Durability of fly ash concrete affected with particle sizes of fly ash and replacement ratio to Portland cement, 10DBMC Proceedings International Conference on Durability of Buildings Materials and Components, 17.-20.4.2005, p. 1-9.
Reschke 1997	T. Reschke und H. Gräf, Einfluss des Alkaligehaltes im Zement auf die Carbonatisierung von Mörtel und Beton, Beton, Heft Nr. 11 (1997), S. 664-670.
Ribeiro 2009	S: Ribeiro, A. Ribeiro and A. Gonçalves, Resistance of concrete to carbonation – Predicted and measured values in natural exposure, Concrete Life'09, 7-9 September 2009, Haifa, Israel.
Rozière 2007	E. Rozière, Etude de la durabilité des bétons par une approche performante, Thèse, Université de Nantes, 2007
Russell 2001	D. Russell, P.A.M. Basheer, G.I.B. Rankin and A.E. Long, Effect of relative humidity and air permeability on prediction of the rate of carbonation of concrete, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures & Buildings, Vol. 146, August 2001 Issue 3, p. 319-326.
Saetta 1995	A.V. Saetta, B.A. Schrefler and R.V. Vitaliani, 2-D Model for Carbonation and Moisture/Heat Flow in porous materials, Cement and Concrete Research, Vol. 25, No. 8, 1995, p. 1703-1712.
Schäfer 2001	E. Schäfer und B. Meng, Einfluss von Zement und Zusatzstoffen auf das Alkalidepot für eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion, beton, 10, 2001, S. 577-584.
Schiessl 1976	P. Schiessl, Zur Frage der zulässigen Rissbreite und der erforderlichen Betondeckung im Stahlbetonbau unter besonderer Berücksichtigung der Karbonatisierung des Betons, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft Nr. 255, 1976.

Schiessl 1987	P. Schiessl, Influence of the composition of concrete on the corrosion protection of the reinforcement, Concrete Durability – Catherine and Bryant Mather International Conference, SP-100, American Concrete Institute Detroit, 1987, p. 1633-1650.
Scholz 1993	E. Scholz und H.-J. Wierig, Untersuchungen über den Einfluss von Flugaschezusätzen auf das Carbonatisierungsverhalten von Beton, 1. Ergänzung 1988, 2. Ergänzung 1993, Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der Universität Hannover, IRB Verlag T 2055 und T 2562. Anmerkung: Der Abschlussbericht aus dem Jahre 1985 konnte nicht beschafft werden. Er ist nicht mehr verfügbar.
Schönlín 1989	K.F. Schönlín, Permeabilität als Kennwert der Dauerhaftigkeit von Beton, Massivabau Baustofftechnologie Karlsruhe, Heft 8, 1989.
Schröder 1967	F. Schröder, H.-G. Smolczyk, K. Grade, R. Vinkeloe und R. Roth, Einfluss der Luftkohlensäure und Feuchtigkeit auf die Beschaffenheit des Betons als Korrosionsschutz für Stahl-einlagen, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft Nr. 182, 1967.
Seiz 2007	G. Seiz und N. Foppa, Nationales Klima-Beobachtungssystem (GCOS Schweiz). Publikation des Bundesamtes für Meteorologie und Klimatologie, MeteoSchweiz und ProClim, 2007.
SIA 2010	Recyclingbeton, Merkblatt 2030, SIA, 2010
SIA 2003a	Norm SIA 262 - Betonbauten, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, 2003. In Revision.
SIA 2003b	Norm SIA 262/1 - Betonbauten - Ergänzende Festlegungen, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, 2003. In Revision.
Siebel 1991	E. Siebel und S. Sprung, Einfluss des Kalksteins im Portlandkalksteinzement auf die Dauerhaftigkeit von Beton, Beton, 41, 1991, Heft 3, S. 113-117 und Heft 4, S. 185-188.
Sisomphon 2007	K. Sisomphon and L. Franke, Carbonation rates of concretes containing high volume of pozzolanic materials, Cement and Concrete Research 37 (2007) 1647–1653.
Skjolvold 1986	O. Skjolvold, Carbonation Depths of Concrete with and without Condensed Silica Fume, Vol. II, pp. 1031 – 1048.
Škvára 2008	F. Škvára, Alkaliaktivierte Materialien (Geopolymere), Internet (7.10.2008), <a href="http://institute.unileoben.ac.at/ghiwu/pdf/skvara.pdf">http://institute.unileoben.ac.at/ghiwu/pdf/skvara.pdf</a> .
Song 2005	H.-W. Song, S.-J. Kwon, K.-J. Byun and C.-K. Park, Predicting carbonation in early-aged cracked concrete, Cement and Concrete Research 36, 2006, p.979-989.
Steffens 2000	A. Steffens, Modellierung von Karbonatisierung und Chloridbindung zur numerischen Analyse der Korrosionsgefährdung der Betonbewehrung, Institut für Statik, Technische Universität Braunschweig, Bericht Nr. 2000-90, 2000.
Stewart 2009	M.G. Stewart, Greenhouse gas CO <sub>2</sub> emissions, increases in carbonation-induced corrosion and life-cycle optimisation of embodied energy for RC concrete design and maintenance, International Forum on Engineering Decision Making, Fourth Forum: Long-term Policy Making for a Sustainable Society, Sengokuhara, Hakone, Kanagawa, Japan, May 13-16, 2009.
Takada 2005	Y. Takada, H. Nishi, H. Quan and H. Kasami, Study of the quality improvement of fly ash concrete with durability improving admixture, 10DBMC International Conference On Durability of Building Materials and Components, Lyon, France, 17-20 April 2005, p. 1-8.
Tangtermsirikul 2005	S. Tangtermsirikul and J. Khunthongkeaw, Maintenance-Free Service Life Design of Concrete subjecting to Carbonation, Power Point Presentation, School of Civil Engineering and Technology, Thammasat Univ., Sirindhorn International Institute of Technology, Thailand. Internet 30.9.2008.

Thielen 1993	G. Thielen, Ermittlung des Carbonatisierungsverhaltens von Mörtel und Beton mit erhöhter CO <sub>2</sub> -Konzentration zur Abschätzung des Korrosionsrisikos, Ergebnisse des Forschungs- und Entwicklungsprogramms „Korrosion und Korrosionsschutz“, DECHEMA, Frankfurt am Main, Band 6, 1993, S. 219-223.
Thomas 1992	M.D.A. Thomas and J.D. Matthews, Carbonation of fly ash concrete, Magazine of Concrete Research, 1992, 44, No. 160, September, pp. 217-228.
Uomoto 1993	T. Uomoto and Y. Takada, Factors affecting concrete carbonation ratio, Concrete Library of JSCE, No. 21, June 1993, p. 31-43.
VDZ 2005	VDZ-Tätigkeitsbericht 2003-2005, VDZ, Düsseldorf.
Villain 2006	G. Villain, M. Thiery, V. Baroghel-Bouny and G. Platret, Different Methods to measure the carbonation profiles in concrete, International RILEM Workshop on Performance Based Evaluation and Indicators for Concrete Durability, 19-21 March 2006, Madrid, Spain, p. 89-98.
Vollpracht 2010	A. Vollpracht and W. Brameshuber, Performance-concept, k-value approach - Which concept offers which advantages?, International RILEM Conference on Material Science – MATSCI, Aachen 2010 – Vol. III, AdlPoC, p. 403-411.
Wassermann 2009	R. Wassermann, A. Katz and A. Bentur, Minimum cement content requirements: a must or a myth?, Materials and Structures, Vol. 42, No. 7 / August 2009, p. 973-982.
Wesche 1993	K. Wesche, Baustoffe für tragende Bauteile, Band 2, Beton, Mauerwerk, Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin, 1993.
Wiebe 1941	R. Wiebe, The Binary System Carbon Dioxide{Water Under Pressure, Chem. Rev. 29, 1941, p. 475-481. R. Wiebe, V.L. Gaddy, Vapor Phase Composition of Carbon Dioxide{Water Mixtures at Various Temperatures and at Pressures to 700 Atmospheres, J. Am. Chem. Soc. 63, 1941, 475- 477.
Wierig 1984	a) H.-J. Wierig, Longtime studies on the carbonation of concrete under normal outdoor exposure, Proc. of the RILEM Seminar on the Durability of Concrete b) Structures under Normal Outdoor Exposure, Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung, Universität Hannover (1984), pp. 239-249.
Wikipedia 2012	Kohlenstoffdioxid, <a href="http://de.wikipedia.org/wiki/Kohlenstoffdioxid">http://de.wikipedia.org/wiki/Kohlenstoffdioxid</a> , Zugriff am 13.7.2012.
Wu 2002	L. Wu, G. Bo, Influencing factors of concrete carbonation and prediction model of carbonation depth. Technique of Seepage Control, vol.8, no.3, pp.10-12, 2002 (in Chinese)



# Projektabschluss



Schweizerische Eidgenossenschaft  
Confédération suisse  
Confederazione Svizzera  
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für  
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK  
Bundesamt für Straßen ASTRA

## FORSCHUNG IM STRASSENWESEN DES UVEK

### Formular Nr. 3: Projektabschluss

erstellt / geändert am: 11.9.2012

#### Grunddaten

Projekt-Nr.: AGB 2008/012  
Projekttitle: Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand von Betonen  
Enddatum: 11.9.2012

#### Texte

Zusammenfassung der Projektresultate:

In der Schweiz wie auch in Europa wandelt sich der Zementmarkt in einem schnellen Tempo. Die treibende Kraft dahinter ist die Forderung nach nachhaltigen (z.B. weniger Emissionen und geringerer Energieverbrauch) und dauerhaften Betonbauten (z.B. keine relevanten Korrosionsschäden während der Nutzungsdauer). Damit verbunden ist der vermehrte Einsatz von Zement mit reduziertem Klinkergehalt und Recyclingbeton. Parallel zu diesen Entwicklungen sind auf der Normierungsebene Bestrebungen im Gange, die Leistungsfähigkeit (Dauerhaftigkeit) von Betonen in Zukunft weniger mit Vorgaben an die Zusammensetzung, sondern mittels Prüfungen nachzuweisen und zu sichern. Das Projekt ist in diesen Rahmen eingebettet und hatte folgende Zielsetzungen:

- Festlegen der Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand von Betonen
- Erarbeiten eines Vorschlags für eine schweizerische Norm für eine Schnellprüfung des Karbonatisierungswiderstandes von Beton (Dauerhaftigkeitsprüfung, Qualitätssicherung).

Neben einer umfangreichen Analyse von publizierten Feld- und Labordaten wurden eigene Untersuchungen zur Karbonatisierung von Beton durchgeführt. Diese führten zu den folgenden grundlegenden Erkenntnissen:

- Als Mass für den Karbonatisierungswiderstand kann der Karbonatisierungskoeffizient (Proportionalitätskonstante beim Zeitgesetz) verwendet werden.
- Anforderungen an die Betonzusammensetzung (z.B. w/z-Wert und Zementgehalt) sind, im Gegensatz zu früher, nicht mehr ausreichend, um einen bestimmten Karbonatisierungswiderstand sicherzustellen.
- Zwischen Karbonatisierungskoeffizient und physikalischen Parametern (Druckfestigkeit, Gesamtporosität, Wasserleitfähigkeit und Gaspermeabilität) und chemischen Größen (wasser- und säurelösliches Na<sub>2</sub>O-Äquivalent und Ca(OH)<sub>2</sub>-Gehalt) sind keine oder nur sehr schwache Zusammenhänge vorhanden. Keiner der Parameter eignet sich für eine sichere und quantitative Beurteilung des Karbonatisierungswiderstandes von Beton. Ein direkte Prüfung ist daher notwendig.
- Die Beschleunigung der Karbonatisierung ändert die Beurteilung des Karbonatisierungswiderstandes der Betone nicht grundlegend. Die beschleunigte Prüfung des Karbonatisierungswiderstandes ist daher möglich.

Die Ergebnisse erlaubten, eine Prüfvorschrift zu entwickeln und Grenzwerte für den Karbonatisierungswiderstand von Betonen in Abhängigkeit von der Nutzungsdauer festzulegen.



Schweizerische Eidgenossenschaft  
Confédération suisse  
Confederazione Svizzera  
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für  
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK  
Bundesamt für Strassen ASTRA

Zielerreichung:

Die Untersuchungen erlaubten, eine Vorschrift für Laborprüfungen zu entwickeln, mit der der Karbonatisierungswiderstand von Betonen rasch und sicher bestimmt werden kann. Diese Prüfvorschrift wird neu als Anhang I in die Norm SIA 262/1 "Betonbau - Ergänzende Festlegungen" aufgenommen.

Basierend auf den Untersuchungen konnten Grenzwerte für den Karbonatisierungswiderstand in Abhängigkeit der Expositionsklasse und Nutzungsdauer von Betonbauten festgelegt werden. Die Grenzwerte wurden in den Nationalen Anhang zur Betonnorm SN EN 206-1 aufgenommen und müssen bei der Betonproduktion in Zukunft im Rahmen der werkseigenen Produktionskontrolle gemessen werden.

Die gesetzten Projektziele konnten somit nicht nur erreicht, sondern sogar übertroffen werden.

Folgerungen und Empfehlungen:

Die Untersuchungen haben ergeben, dass der Karbonatisierungswiderstand von sehr verschiedenen Faktoren abhängig ist (Betonzusammensetzung, Exposition) und nur durch eine direkte Prüfung ermittelt werden kann.

Das vorgeschlagene Modell zur Prognose des zeitlichen Verlaufes der Karbonatisierung über mehrere Jahrzehnte sollte verfeinert und noch besser abgestützt werden. Ein langfristiges Monitoring von Bauteilen sollte aufgebaut werden, um die vorgeschlagene Extrapolation über 50 und 100 Jahre abzusichern.

Weiterhin sollte die Korrosion der Bewehrung im karbonatisierten sowie karbonatisierten und gleichzeitig chloridhaltigen Beton vertieft werden, um diese bei der Lebensdauerbemessung berücksichtigen zu können.

Publikationen:

F. Hunkeler, Einfluss des CO<sub>2</sub>-Gehaltes, der Nach- und Vorbehandlung sowie der Luftfeuchtigkeit auf die Karbonatisierungsgeschwindigkeit von Beton, Beton- und Stahlbetonbau, Sept. 2012, S. 613-624.

F. Hunkeler, Präsentation für das CENTC51(CENTC104)/WG12/TG5, Corrosion of Reinforcement – Performance Related Test Methods, Sitzung am 16. Mai 2012, British Standards Institution, London.

Norm SIA 261/1 "Betonbau - Ergänzende Festlegungen, Anhang I: Karbonatisierungswiderstand von Beton.

Der Projektleiter/die Projektleiterin:

Name: Hunkeler

Vorname: Fritz

Amt, Firma, Institut: TFB AG, Lindenstrasse 10, CH-5103 Wildegg

Unterschrift des Projektleiters/der Projektleiterin:



Schweizerische Eidgenossenschaft  
Confédération suisse  
Confederazione Svizzera  
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für  
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK  
Bundesamt für Straßen ASTRA

## FORSCHUNG IM STRASSENWESEN DES UVEK

### Formular Nr. 3: Projektabchluss

#### Beurteilung der Begleitkommission:

Beurteilung:

Das Projekt hat sich einem heute international erneut beachteten Thema (Karbonatisierung von Beton, Bewehrungskorrosion) angenommen und konnte im vorgegebenen Zeitrahmen erfolgreich abgewickelt werden. Der Bericht ist gut strukturiert. Die dargelegten Erkenntnisse und Folgerungen sind fundiert. Im Bericht sind die durchgeföhrten umfangreichen Untersuchungen und die aufwändige Auswertung von publizierten Ergebnissen von Labor- und Felduntersuchungen gut dargelegt.

Die Prüfvorschrift hat einen hohen Stand. Die vorgeschlagenen Grenzwerte sind plausibel, müssen aber, in Anbetracht der Bedeutung, mit weiteren Untersuchungen abgesichert werden.

Umsetzung:

Die Erkenntnisse (Prüfung, Modell/Grenzwerte) sind direkt in das schweizerische Normenwerk aufgenommen worden. Die Zement- und Betonhersteller können ihre Entwicklungen mit der vorgeschlagenen Prüfmethode rasch überprüfen und so optimieren.

Die erarbeiteten Grundlagen ermöglichen dem Planer, bei nicht normkonformer (reduzierter) Bewehrungsüberdeckung projektspezifische Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand zu stellen.

weitergehender Forschungsbedarf:

- Absichern des Modells (Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit bzw. Exposition, Zeitgesetz).
- Einfluss der Betonfeuchtigkeit auf die Korrosionsgeschwindigkeit von Bewehrungsstahl in karbonatisiertem Beton (ohne und mit Chloriden).

Einfluss auf Normenwerk:

Die Ergebnisse der Arbeit sind in die Norm SIA 262 "Betonbau", 262/1 "Betonbau - Ergänzende Festlegungen" und in die Betonnorm die SN EN 206-1 eingeflossen.

Der Präsident/die Präsidentin der Begleitkommission:

Name: Käser

Vorname: Martin

Amt, Firma, Institut: Baudirektion Kanton Zürich, Tiefbauamt, Walcheplatz 2, CH-8090 Zürich

Unterschrift des Präsidenten/der Präsidentin der Begleitkommission:



# Verzeichnis der Berichte der Forschung im Strassenwesen

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Datum
1334	ASTRA 2009/009	Was treibt uns an ? Antriebe und Treibstoffe für die Mobilität von Morgen <i>Transports de l'avenir ?</i> <i>Moteurs et carburants pour la mobilité de demain</i> <i>What drives us on ?</i> <i>Drives and fuels for the mobility of tomorrow</i>	2011
1335	VSS 2007/502	Stripping bei lärmindernden Deckschichten unter Überrollbeanspruchung im labormasstab <i>Désenrobage des enrobés peu bruyants des couches de roulement sous sollicitation de roulement en laboratoire</i> <i>Stripping of Low Noise Surface Courses during Laboratory Scaled Wheel Tracking</i>	2011
1336	ASTRA 2007/006	SPIN-ALP: Scanning the Potential of Intermodal Transport on Alpine Corridors <i>SPIN-ALP: Abschätzung des Potentials des Intermodalen Verkehrs auf Alpenkorridoren</i> <i>SPIN-ALP: Estimation du potentiel du transport intermodal sur les axes transalpins</i>	2010
1339	SVI 2005/001	Widerstandsfunktionen für Innerorts- Strassenabschnitte ausserhalb des Einflussbereiches von Knoten <i>Fonctions de résistance pour des tronçons routiers urbains en dehors de la zone d'influence de carrefours</i> <i>Capacity restraint functions for urban road sections not affected by intersection delays</i>	2010
1325	SVI 2000/557	Indices caractéristiques d'une cité-Vélo. Méthode d'évaluation des politiques cyclables en 8 indices pour les petites et moyennes communes. <i>Die charakteristischen Indikatoren einer Velostadt. Evaluationsmethode der Velopolitiken anhand von 8 Indikatorgruppen für kleine und mittlere Gemeinden</i> <i>Characteristic indices of a Bike City. Method of evaluation of cycling policies in 8 indices for small and medium-sized communes</i>	2010
1337	ASTRA 2006/015	Development of urban network travel time estimation methodology <i>Temps de parcours en réseau urbain</i> <i>Methodologie für Fahrzeitbewertung in städtischen Straßennetz</i>	2011
1338	VSS 2006/902	Wirkungsmodelle für fahrzeugseitige Einrichtungen zur Steigerung der Verkehrssicherheit <i>Modèles d'impact d'équipements de véhicules pour améliorer la sécurité routière</i> <i>Modelling of the impact of in-vehicle equipment for the enhancement of traffic safety</i>	2009
1341	FGU 2007/005	Design aids for the planning of TBM drives in squeezing ground <i>Entscheidungsgrundlagen und Hilfsmittel für die Planung von TBM-Vortrieben in druckhaftem Gebirge</i> <i>Critères de décision et outils pour la planification de l'avancement au tunnelier dans des conditions de roches poussantes</i>	2011

1343	VSS 2009/903	Basistechnologien für die intermodale Nutzungserfassung im Personenverkehr <i>Basic technologies for detecting intermodal traveling passengers</i> <i>Les technologies de base pour l'enregistrement automatique des usagers de moyens de transports</i>	2011
1340	SVI 2004/051	Aggressionen im Verkehr <i>L'agressivité au volant</i> <i>Aggressive Driving</i>	2011
1344	VSS 2009/709	Initialprojekt für das Forschungspaket "Nutzensteigerung für die Anwender des SIS" <i>Projet initial pour le paquet de recherche "Augmentation de l'utilité pour les usagers du système d'information de la route"</i> <i>Initial project for the research package "Increasing benefits for the users of the road and transport information system"</i>	2011
1345	SVI 2004/039	Einsatzbereiche verschiedener Verkehrsmittel in Agglomerationen <i>Application areas of various means of transportation in agglomerations</i> <i>Domaine d'application de différents moyens de transport dans les agglomérations</i>	2011
1342	FGU 2005/003	Untersuchungen zur Frostkörperbildung und Frosthebung beim Gefrierverfahren <i>Investigations of the ice-wall grow and frost heave in artificial ground freezing</i> <i>Recherches sur la formation corps gelés et du soulèvement au gel pendant la procédure de congélation</i>	2010
647	AGB 2004/010	Quality Control and Monitoring of electrically isolated post-tensioning tendons in bridges <i>Qualitätsprüfung und Überwachung elektrisch isolierter Spannglieder in Brücken</i> <i>Contrôle de la qualité et surveillance des câbles de précontrainte isolés électriquement dans les ponts</i>	2011
1348	VSS 2008/801	Sicherheit bei Parallelführung und Zusammentreffen von Strassen mit der Schiene <i>Sécurité en cas de tracés rail-route parallèles ou rapprochés</i> <i>Safety measures to manage risk of roads meeting or running close to railways</i>	2011
1349	VSS 2003/205	In-Situ-Abflussversuche zur Untersuchung der Entwässerung von Autobahnen <i>On-site runoff experiments on roads</i> <i>Essai d'écoulements pour l'évacuation des eaux des autoroutes</i>	2011
1350	VSS 2007/904	IT-Security im Bereich Verkehrstelematik <i>IT-Security pour la télématique des transports</i> <i>IT-Security for Transport and Telematics</i>	2011
1352	VSS 2008/302	Fussgängerstreifen (Grundlagen) <i>Passage pour piétons (les bases)</i> <i>Pedestrian crossing (basics)</i>	2011
1346	ASTRA 2007/004	Quantifizierung von Leckagen in Abluftkanälen bei Strassen-tunneln mit konzentrierter Rauchabsaugung <i>Quantification of the leakages into exhaust ducts in road tunnels with concentrated exhaust systems</i> <i>Quantification des fuites des canaux d'extraction dans des tunnels routiers à extraction concentrée de fumée</i>	2010
1351	ASTRA 2009/001	Development of a best practice methodology for risk assessment in road tunnels <i>Entwicklung einer besten Praxis-Methode zur Risikomodellierung für Strassentunnelanlagen</i> <i>Développement d'une méthode de meilleures pratiques pour l'analyse des risques dans les tunnels routiers</i>	2011

1355	FGU 2007/002	Prüfung des Sulfatwiderstandes von Beton nach SIA 262/1, Anhand D: Anwendbarkeit und Relevanz für die Praxis <i>Essai de résistance aux sulfates selon la norme SIA 262/1, Annexe D: Applicabilité et importance pour la pratique</i> <i>Testing sulfate resistance of concrete according to SIA 262/1, appendix D: applicability and relevance for use in practice</i>	2011
1356	SVI 2007/014	Kooperation an Bahnhöfen und Haltestellen <i>Coopération dans les gares et arrêts</i> <i>Coopération at railway stations and stops</i>	2011
1362	SVI 2004/012	Aktivitätenorientierte Analyse des Neuverkehrs Activity oriented analysis of induced travel demand Analyse orientée aux activités du trafic induit	2012
1361	SVI 2004/043	Innovative Ansätze der Parkraukmbewirtschaftung Approches innovantes de la gestion du stationnement Innovative approaches to parking management	2012
1357	SVI 2007/007	Unaufmerksamkeit und Ablenkung: Was macht der Mensch am Steuer? Driver Inattention and Distraction as Cause of Accident: How do Drivers Behave in Cars? L'inattention et la distraction: comment se comportent les gens au volant?	2012