



# Karbonatisierung von Beton und Korrosionsgeschwindigkeit der Bewehrung im karbonatisierten Beton

Carbonatation du béton et vitesse de corrosion  
de l'armature dans du béton carbonaté

Carbonation of concrete and corrosion rate  
of the reinforcement in carbonated concrete

TFB AG – Technik und Forschung im Betonbau  
Dr. Fritz Hunkeler  
Dr. Stefanie von Greve-Dierfeld

Forschungsprojekt AGB 2013/005 auf Antrag der Arbeitsgruppe  
Brückenforschung (AGB)

Der Inhalt dieses Berichtes verpflichtet nur den (die) vom Bundesamt für Strassen unterstützten Autor(en). Dies gilt nicht für das Formular 3 "Projektabschluss", 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 les auteurs ayant obtenu l'appui de 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)

La responsabilità per il contenuto di questo rapporto spetta unicamente agli autori sostenuti dall'Ufficio federale delle strade. Tale indicazione non si applica al modulo 3 "conclusione del progetto", che esprime l'opinione della commissione d'accompagnamento e di cui risponde solo quest'ultima.

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

The content of this report engages only the author(s) supported 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)



# **Karbonatisierung von Beton und Korrosionsgeschwindigkeit der Bewehrung im karbonatisierten Beton**

**Carbonatation du béton et vitesse de corrosion de l'armature dans du béton carbonaté**

**Carbonation of concrete and corrosion rate of the reinforcement in carbonated concrete**

**TFB AG – Technik und Forschung im Betonbau  
Dr. Fritz Hunkeler  
Dr. Stefanie von Greve-Dierfeld**

**Forschungsprojekt AGB 2013/005 auf Antrag der  
Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)**

**April 2019**

**696**

# Impressum

## **Forschungsstelle und Projektteam**

### **Projektleitung**

Dr. Fritz Hunkeler

### **Mitglieder**

Dr. Stefanie von Greve-Dierfeld

## **Begleitkommission A**

### **Präsident**

Martin Käser

### **Mitglieder**

Dr. Ueli Angst

Prof. Dr. Walter Kaufmann

Prof. Dr. Albin Kenel

Dr. Kristian Schellenberg

Dr. Bernhard Elsener (Gast)

Dr. Andreas Leemann (Gast)

Dr. Cathleen Hoffmann (Gast)

## **KO-Finanzierung des Forschungsprojekts**

cemsuisse, Verband der Schweizerischen Cementindustrie

## **Antragsteller**

Arbeitsgruppe Brückenforschung

## **Bezugsquelle**

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



# Inhaltsverzeichnis

	<b>Impressum</b> .....	<b>4</b>
	<b>Zusammenfassung</b> .....	<b>9</b>
	<b>Résumé</b> .....	<b>11</b>
	<b>Summary</b> .....	<b>13</b>
<b>1</b>	<b>Einleitung</b> .....	<b>15</b>
1.1	Ausgangslage.....	15
1.2	Projektziele .....	16
1.3	Projektablauf .....	17
<b>2</b>	<b>Stand der Kenntnisse</b> .....	<b>19</b>
2.1	Karbonatisierung .....	19
2.1.1	Einflüsse auf die Karbonatisierungsgeschwindigkeit .....	19
2.1.2	Modellierung der Karbonatisierungsgeschwindigkeit.....	21
2.2	Korrosion der Bewehrung im karbonatisierten Beton .....	24
<b>3</b>	<b>Untersuchungen</b> .....	<b>35</b>
3.1	Betone und Prüfkörper Serie 2007 .....	35
3.1.1	Betonzusammensetzung.....	35
3.1.2	Frischbetoneigenschaften .....	35
3.1.3	Festbetoneigenschaften .....	36
3.1.4	Herstellung und Konditionierung der bewehrten Prüfkörper Serie 2007 .....	37
3.1.5	Chemische Analysen .....	41
3.2	Betone und Prüfkörper Serie 2016 .....	41
3.2.1	Betonzusammensetzung.....	41
3.2.2	Prüfungen.....	42
3.2.3	Frischbetoneigenschaften .....	42
3.2.4	Festbetoneigenschaften.....	44
3.2.5	Herstellung und Konditionierung der bewehrten Prüfkörper Serie 2016 .....	46
3.3	Messung der Temperatur, der relativen Luftfeuchtigkeit und des CO <sub>2</sub> -Gehaltes .....	47
3.4	Karbonatisierungsgeschwindigkeit.....	48
3.4.1	Bestimmung der Karbonatisierungstiefe .....	48
3.4.2	Laborprüfungen gemäss Norm SIA 262/1, Anhang I.....	49
3.4.3	Laborprüfungen bei verschiedenen relativen Luftfechtigkeiten und CO <sub>2</sub> -Gehalten.....	49
3.4.4	Unbewitterte Aussenlagerung im Stevenson-Screen in Wildeg, Horw und Visp.....	49
3.5	Messung der korrosionstechnischen Parameter.....	50
3.6	Messung der Eigenkorrosionsgeschwindigkeit .....	51
<b>4</b>	<b>Resultate der Messung der Temperatur, der relativen Luftfeuchtigkeit und des CO<sub>2</sub>-Gehaltes</b> .....	<b>53</b>
4.1	Temperatur und relative Luftfeuchtigkeit an den Auslagerungsstandorten Wildeg, Horw und Visp .....	53
4.2	CO <sub>2</sub> -Gehalt.....	55
4.2.1	CO <sub>2</sub> -Gehalt in natürlicher Atmosphäre (Auslagerungsstandorte) .....	55
4.2.2	CO <sub>2</sub> -Gehalt im Belchentunnel .....	56
4.2.3	CO <sub>2</sub> -Gehalt im Gotthardstrassentunnel .....	58
4.2.4	Ergänzende Auswertung anderer Standorte.....	59
4.3	Zusammenfassung.....	61
<b>5</b>	<b>Resultate zur Karbonatisierungsgeschwindigkeit</b> .....	<b>63</b>
5.1	Vorbemerkung.....	63
5.2	Laborprüfungen im Normklima (4% CO <sub>2</sub> und 57% RL) .....	63
5.3	Laborprüfungen bei erhöhter relativer Luftfeuchtigkeit .....	66

5.3.1	Prüfungen bei 4% CO <sub>2</sub> .....	66
5.3.2	Prüfungen bei 0.4% CO <sub>2</sub> .....	67
5.4	Auslagerungen im Stevenson-Screen in Wildegg, Horw und Visp.....	68
5.5	Ergebnisse an den Prüfkörpern Serie 2007.....	70
5.6	Einfluss der rel. Luftfeuchtigkeit auf den Karbonatisierungskoeffizienten und Zeitexponenten (alle Untersuchungen).....	71
5.7	Einfluss des w/z-Wertes auf den Karbonatisierungskoeffizienten und den Zeitexponenten (alle Untersuchungen).....	74
5.8	Nachrechnung mit dem Modell von Gehlen.....	76
5.9	Zusammenfassung .....	77
<b>6</b>	<b>Resultate der Korrosionsuntersuchungen mit den Prüfkörpern Serie 2007 .....</b>	<b>79</b>
6.1	Vorbemerkung .....	79
6.2	Betonfeuchtigkeit .....	79
6.3	Elektrischer Betonwiderstand .....	80
6.3.1	Elektrischer Betonwiderstand in der Ebene der Bewehrungslagen .....	80
6.3.2	Elektrischer Widerstand in Querrichtung .....	81
6.3.3	Einfluss der Betonfeuchtigkeit und der Karbonatisierung auf den elektrischen Betonwiderstand .....	81
6.4	Korrosionspotenzial .....	82
6.5	Makroelementkorrosion .....	83
6.5.1	Vorbemerkung .....	83
6.5.2	Handmessungen der Makroelementströme.....	84
6.5.3	Kontinuierliche Messungen an Einzelscheiben in der Klimakammer .....	84
6.5.4	Kontinuierliche Messungen im Stevenson-Screen .....	85
6.5.5	Kontinuierliche Messungen im Klimaschrank .....	87
6.5.6	Zusammenhang zwischen Abtragsrate und elektrischem Betonwiderstand .....	88
6.5.7	Zusammenhang zwischen Abtragsrate und Korrosionspotenzial .....	89
6.5.8	Zusammenhang zwischen Abtragsrate und relativer Luftfeuchtigkeit .....	90
6.5.9	Einfluss der Temperatur.....	92
6.6	Eigenkorrosion .....	92
6.6.1	Vorbemerkung .....	92
6.6.2	Messungen mit dem Gecor-10.....	92
6.6.3	Messungen des Instituts für Baustoffe der ETH Zürich .....	93
6.6.4	Vergleich der verschiedenen Messungen.....	94
6.7	Weitere Messungen .....	96
6.7.1	Luftpermeabilität .....	96
6.7.2	pH-Wert und Karbonatisierungstiefe im Vergleich.....	97
6.7.3	Ca(OH) <sub>2</sub> - und CaCO <sub>3</sub> -Gehalt.....	98
6.8	Zustand der Betonstähle nach dem Ausbau.....	99
6.8.1	Vorgehen beim Ausbau .....	99
6.8.2	Zustand der ausgebauten Stahlstäbe.....	100
6.8.3	Quantifizierung des Korrosionsangriffs.....	103
6.9	Zusammenfassung .....	104
<b>7</b>	<b>Resultate der Korrosionsuntersuchungen mit den Prüfkörpern Serie 2016 .....</b>	<b>107</b>
7.1	Vorbemerkung .....	107
7.2	Kontinuierliche Messungen im Stevenson-Screen .....	107
7.3	Handmessungen im August 2018.....	110
7.3.1	Betonfeuchtigkeit .....	110
7.3.2	Spezifischer elektrischer Betonwiderstand, Potenzial und Abtragsrate nach der Auslagerung im Stevenson-Screen .....	111
7.4	Kontinuierlichen Messungen im Klimaschrank .....	113
7.5	Ergänzende Messungen zur Wirkung von Makroelementen.....	115
7.6	Zusammenfassung .....	116
<b>8</b>	<b>Erkenntnisse und Folgerungen .....</b>	<b>119</b>

<b>Anhänge .....</b>	<b>123</b>
<b>Glossar .....</b>	<b>167</b>
<b>Literaturverzeichnis .....</b>	<b>168</b>
<b>Projektabschluss .....</b>	<b>173</b>
<b>Verzeichnis der Berichte der Forschung im Strassenwesen .....</b>	<b>176</b>



## Zusammenfassung

Im vorhergehenden Forschungsauftrag AGB 2008/2001 wurde die Basis für die Einführung einer Schnellprüfung zur Bestimmung des Karbonatisierungswiderstandes von Betonen erarbeitet. Diese Prüfung ist heute Teil der Norm SIA 262/1. Mit den Ergebnissen wurden die heute geltenden Grenzwerte für den Karbonatisierungswiderstand von Beton festgelegt. Im Rahmen dieses Forschungsprojektes wurden drei für die Korrosion der Bewehrung im karbonatisierten Beton wichtige Einflüsse untersucht:

- CO<sub>2</sub>-Gehalt der Luft in der Schweiz (drei Auslagerungsorte und zwei Strassentunnels)
- Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit auf den Karbonatisierungskoeffizienten und auf den zeitlichen Verlauf der Karbonatisierung unter unbewitterten Expositionsbedingungen bei unterschiedlichen Betonen
- Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit auf die Korrosionsgeschwindigkeit der Bewehrung in unterschiedlichen Betonen.

Die CO<sub>2</sub>-Gehalte an den Auslagerungsorten Wildeg, Horw und Visp sowie in den beiden Strassentunnels Belchen und Gotthard wurden kontinuierlich erfasst. Im Labor wurde der Karbonatisierungsverlauf von verschiedenen Betonen bei 4% CO<sub>2</sub> (teilweise auch bei 0.4%) und verschiedenen Luftfeuchtigkeiten untersucht. Mit der langzeitigen Auslagerung von Betonprismen in Stevenson-Screens in Wildeg, Horw und Visp wurden die Laborergebnisse überprüft und ergänzt. Für die Korrosionsuntersuchungen standen einerseits ca. 7-jährige bewehrte Prüfkörper aus einem früheren cemsuisse-Projekt zur Verfügung. Andererseits wurden neue Prüfkörper hergestellt. Die für die Korrosion wichtigen Parameter wurden periodisch gemessen. Der zwischen korrodierenden und nicht korrodierenden Betonstählen fliessende Makroelementstrom wurde im Stevenson-Screen in Wildeg und in einer Klimakammer im Labor mit variabler relativer Luftfeuchtigkeit kontinuierlich gemessen. Dazu wurde das nötige Monitoringsystem aufgebaut. Die durchgeführten Untersuchungen führten zu den folgenden Erkenntnissen:

### CO<sub>2</sub>-Gehalt

- a) Der mittlere CO<sub>2</sub>-Gehalt liegt an mehreren Messorten im schweizerischen Mittelland und im Wallis höher als der Referenzwert von 400 ppm bei der Prüfung des Karbonatisierungswiderstandes gemäss SIA 262/1. Eine Anpassung der Norm auf 450 ppm sollte geprüft werden.
- b) Die mittleren CO<sub>2</sub>-Gehalte in den untersuchten Strassentunnels liegen mit Werten von 600 ppm (Belchen) bis 1'200 ppm (Gotthard) weit über dem genannten Referenzwert. Die dadurch bedingte Beschleunigung der Karbonatisierung liegt bei +20 und +70%. Die Anforderungen an Betone für Strassentunnels sollte überprüft werden.

### Karbonatisierung

- c) Der Karbonatisierungskoeffizient nimmt bei den Laborversuchen (rel. Luftfeuchtigkeit 57, 80 und 90%) mit zunehmender relativer Luftfeuchtigkeit stark ab. Dies konnte auch bei der unbewitterten Auslagerung (Expositionsklasse XC3) der Betone in den Stevenson-Screens in Wildeg, Horw und Visp beobachtet werden. Die gewählten Auslagerungsorte können als repräsentativ für das eher feuchte Mittellandklima und das eher trockene Klima im Wallis, Tessin und Engadin betrachtet werden.
- d) Der zeitliche Verlauf der Karbonatisierung kann bei höheren Luftfeuchtigkeiten nicht mehr mit dem  $\sqrt{t}$ -Gesetz (Zeitexponent  $b = 0.50$ ) beschrieben werden. Mit zunehmender relativer Luftfeuchtigkeit wird  $b$  kleiner. Die Abweichung vom  $\sqrt{t}$ -Gesetz kann mit einem zeitabhängigen Karbonatisierungskoeffizienten beschrieben und der Wert nach 1 Jahr als Kennwert für einen bestimmten Beton verwendet werden. Der bisherige Zeitexponent  $b$  von 0.40 kann für das Mittelland belassen werden. Für das trockene Klima im Wallis (und im Tessin) müsste er auf 0.45 erhöht werden.
- e) Sowohl der Karbonatisierungskoeffizient wie auch der Zeitexponent  $b$  werden von der Betonzusammensetzung beeinflusst.

- f) Die in der Laborprüfung ermittelten Karbonatisierungskoeffizienten stimmen gut mit den Werten nach der 3-jährigen Auslagerung in Wildegg und Horw überein. Die entsprechenden Werte für Visp werden deutlich unterschätzt. Die Grenzwerte für die trockeneren Landesteile müssen überprüft werden.
- g) Die beschleunigte Karbonatisierung mit einem CO<sub>2</sub>-Gehalt von 4% kann für die Untersuchung der Wirkung von erhöhten relativen Luftfeuchtigkeiten eingesetzt werden. Damit könnten realitätsnahe und ortsabhängige Grenzwerte ermittelt werden.
- h) Die Nachrechnung mit dem Modell, das vermutlich in den revidierten Eurocode 2 einfließen wird, zeigt, dass es für trockene Verhältnisse besser geeignet ist als für die Verhältnisse wie sie im schweizerischen Mittelland häufig sind. Die Karbonatisierungsgeschwindigkeit für feuchte Verhältnisse wird stark überschätzt und führt zu unnötig hohen Anforderungen.
- i) Das im Rahmen dieser Arbeit entwickelte Vorgehen für Laboruntersuchungen ist gut geeignet, um den Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit bei verschiedenen Betonen zu untersuchen. Innerhalb von weniger als einem Jahr lassen sich Langzeitprognosen machen.

### Korrosion

- j) Unter unbewitterten Expositionsbedingungen (Expositionsklasse XC3) trocknen die Betone mehr oder weniger rasch aus. Dadurch steigt der elektrische Betonwiderstand an und die Korrosionsabtragsrate sinkt.
- k) Die Abtragsrate wegen der Eigenkorrosion (E) und der Makroelementkorrosion (ME) ist stark abhängig von der relativen Luftfeuchtigkeit. Die Abtragsraten ME sind abhängig von der Konfiguration des Makroelementes. Die in diesen Untersuchungen gemessenen Abtragsraten ME liegen bei einer relativen Luftfeuchtigkeit von 80% im Mittel aller geprüften Betone unter 2 µm/Jahr. Die Abtragsraten ME sind von der Betonzusammensetzung abhängig. Bei sehr hohen Luftfeuchtigkeiten konnte kein Maximum beobachtet werden.
- l) Die bei der Expositionsklasse XC3 geringen Abtragsraten erlauben, die Korrosionszeit bis zur Bildung von Rissen im Beton infolge der Sprengwirkung des Rostes für die Festlegung der Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand zu berücksichtigen. Eine erste grobe Abschätzung, ergibt dass die heutigen Grenzwerte für den Karbonatisierungswiderstand um 10 bis 40% angehoben werden könnten.
- m) Die Abtragsraten (ME und E) bei bewitterten Bedingungen (Expositionsklasse XC4) können temporär weit über 20 µm/Jahr betragen. Je nach Bewehrungsüberdeckung, Karbonisierungstiefe und der Wirkung von Makroelementen sowie Intensität, Häufigkeit und Dauer der Benetzung kann der Abtrag bis zur Rissbildung sehr unterschiedlich ausfallen. Die Korrosionsphase ist daher unter solchen Bedingungen eher kurz und sollte für die Festlegung der Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand nicht berücksichtigt werden. Positiv wirkt sich die unter diesen Expositionsbedingungen höhere mittlere Betonfeuchtigkeit auf den Karbonatisierungsverlauf aus. Der Zeitexponent b kann deutlich tiefer sein als bei unbewitterten Verhältnissen.

Obwohl die Untersuchungen viele und wichtige Erkenntnisse gebracht haben, sind nach wie vor Lücken im Gesamtverständnis vorhanden. Forschungsbedarf besteht vorab bei den folgenden Themen:

- a) Verbesserung der Datenlage beim CO<sub>2</sub>-Gehalt in Strassentunnels und in städtischer Umgebung.
- b) Verlauf der Karbonatisierung unter bewitterten Expositionsbedingungen (Expositions-klasse XC4) und verbesserte Kenntnisse zur (tiefenabhängigen) Betonfeuchtigkeit von realen Bauteilen.
- c) Verbesserung der Modellierung der Karbonatisierung basierend auf den neuen Ergebnissen und Erkenntnissen.
- d) Gesicherte Angaben zum kritischen Abtrag für die Bildung von Korrosionssprengissen und Abplatzungen.
- e) Einfluss der Karbonatisierung auf den kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt.

## Résumé

Dans le précédent contrat de recherche AGB 2008/2001, la base pour l'introduction d'un essai rapide pour déterminer la résistance à la carbonatation du béton a été développée. Cet essai fait maintenant partie de la norme SIA 262/1. Les résultats ont servi à définir les valeurs limites actuelles de la résistance à la carbonatation du béton. Dans le cadre de ce projet de recherche, trois influences importantes pour la corrosion de l'armature dans le béton carbonaté ont été étudiées :

- Teneur en CO<sub>2</sub> de l'air en Suisse (trois sites extérieurs et deux tunnels routiers)
- Influence de l'humidité relative sur le coefficient de carbonatation et sur l'évolution temporelle de la carbonatation dans des conditions d'exposition à l'abri des intempéries de différents bétons
- Influence de l'humidité relative sur la vitesse de corrosion de l'armature dans différents bétons.

La teneur en CO<sub>2</sub> sur les sites de Wildegg, Horw et Viège ainsi que dans les deux tunnels routiers Belchen et Gotthard a été enregistrée en continu. En laboratoire, le processus de carbonatation de différents bétons a été étudié à 4% de CO<sub>2</sub> (parfois aussi à 0,4%) et à différentes humidités de l'air. Avec le stockage à long terme sur le terrain de prismes en béton dans des abris Stevenson à Wildegg, Horw et Viège, les résultats de laboratoire ont été vérifiés et complétés. D'une part, des éprouvettes armées âgés d'environ 7 ans et provenant d'un projet Cemsuisse précédent étaient disponibles pour les investigations sur la corrosion. D'autre part, de nouvelles éprouvettes ont été confectionnées. Les paramètres critiques pour la corrosion ont été mesurés périodiquement. Le courant de macroélément circulant entre les barres d'armature corrodées et non corrodées a été mesuré en continu dans l'abri Stevenson à Wildegg et dans une chambre climatique de laboratoire à humidité relative variable. À cette fin, le système de monitoring nécessaire a été mis en œuvre. Les investigations menées ont abouti aux constatations suivantes :

### Taux de CO<sub>2</sub>

- a) Le taux moyen de CO<sub>2</sub> sur plusieurs sites de mesure du plateau suisse et du Valais est supérieure à la valeur de référence de 400 ppm admise pour l'essai de résistance à la carbonatation selon SIA 262/1. Une adaptation de cette valeur à 450 ppm doit être vérifiée.
- b) Les taux moyens de CO<sub>2</sub> dans les tunnels routiers examinés sont bien supérieures à la valeur de référence, avec des valeurs de 600 ppm (Belchen) à 1'200 ppm (Gothard). L'accélération consécutive de la carbonatation est de + 20%, respectivement + 70%. Les exigences relatives aux bétons pour des tunnels routiers doivent être vérifiées.

### Carbonatation

- c) Dans les expériences en laboratoire (humidité relative de 57, 80 et 90%), le coefficient de carbonatation montre une forte diminution avec l'augmentation de l'humidité relative. Ceci a également pu être observé dans des conditions de stockage à l'abri des intempéries (classe d'exposition XC3) sur les bétons dans les abris Stevenson de Wildegg, Horw et Viège. Les sites choisis peuvent être considérés comme représentatifs du climat plutôt humide du plateau suisse et du climat plutôt sec du Valais, du Tessin et de l'Engadine.
- d) Lorsque l'humidité de l'air est élevée, il n'est plus possible de décrire l'évolution temporelle de la carbonatation avec une loi de  $\sqrt{t}$  (exposant temporel  $b = 0,50$ ). Au fur et à mesure que l'humidité relative augmente,  $b$  diminue. La déviation par rapport à la loi  $\sqrt{t}$  peut être décrite avec un coefficient de carbonatation dépendant du temps et sa valeur après 1 an peut être utilisée comme valeur caractéristique pour un béton particulier. L'exposant précédent  $b$  de 0,40 peut être conservé au plateau suisse. Pour le climat sec en Valais (et au Tessin), il faudrait l'augmenter à 0,45.
- e) Le coefficient de carbonatation et l'exposant temporel  $b$  sont tous deux influencés par la composition du béton.

- f) Les coefficients de carbonatation déterminés lors des essais en laboratoire concordent bien avec les valeurs après l'exposition de 3 ans à Wildegg et Horw. Les valeurs correspondantes pour Viège sont clairement sous-estimées. Les limites pour les régions les plus sèches du pays doivent être vérifiées.
- g) La carbonatation accélérée avec un taux de CO<sub>2</sub> de 4% peut être utilisée pour étudier l'effet de l'augmentation de l'humidité relative. Ainsi, des valeurs limites réalistes et dépendantes de l'emplacement pourraient être déterminées.
- h) Le recalcul avec le modèle, qui sera vraisemblablement inclus dans l'Eurocode 2 révisé, montre que le modèle est mieux adapté aux conditions sèches qu'aux conditions courantes dans le plateau suisse. Le taux de carbonatation pour des conditions humides est fortement surestimé et conduit à des exigences inutilement élevées.
- i) La procédure d'essai de laboratoire développée dans ce travail est bien adaptée pour étudier l'influence de l'humidité relative avec différents bétons. En moins d'un an, des prévisions à long terme peuvent être établies.

### Corrosion

- j) Dans des conditions d'exposition à l'abri des intempéries (classe d'exposition XC3), les bétons sèchent assez rapidement. En conséquence, la résistivité électrique du béton augmente et la vitesse de corrosion diminue.
- k) La vitesse de corrosion due à l'auto-corrosion (E) et à la corrosion par macroéléments (ME) dépend fortement de l'humidité relative. La vitesse de corrosion ME dépend de la configuration du macroélément. Les vitesses de corrosion ME mesurées lors de nos essais avec une humidité relative de 80% restent en dessous de 2 µm/an en moyenne pour tous les bétons testés. Les vitesses de corrosion ME dépendent de la composition du béton. À des taux d'humidité de l'air très élevés, aucun maximum n'a pu être observé.
- l) Les faibles vitesses de corrosion de la classe d'exposition XC3 permettent de prendre en compte pour la détermination des exigences de résistance à la carbonatation le temps de corrosion jusqu'à la formation de fissures dans le béton en raison de l'action expansive de la rouille. Une première estimation grossière montre que les limites actuelles de la résistance à la carbonatation pourraient être augmentées de 10 à 40%.
- m) Les vitesses de corrosion (ME et E) dans des conditions exposées aux intempéries (classe d'exposition XC4) peuvent dépasser temporairement 20 µm/an. En fonction de l'enrobage de l'armature, de la profondeur de carbonatation et de l'effet des macroéléments, ainsi que de l'intensité, de la fréquence et de la durée de mouillage, la perte de section jusqu'à la fissuration peut être très différente. La période de corrosion est donc assez courte dans de telles conditions et ne doit pas être prise en compte pour déterminer des exigences en matière de résistance à la carbonatation. L'humidité moyenne du béton plus élevée dans ces conditions d'exposition a un effet positif sur le processus de carbonatation. L'exposant temporel b peut être nettement inférieur à celui dans des conditions à l'abri des intempéries.

Bien que les investigations aient abouti à de nombreuses et importantes conclusions, il existe toujours des lacunes dans la compréhension globale. Des recherches futures sur les sujets suivants sont nécessaires :

- a) Améliorer les données sur le taux de CO<sub>2</sub> dans les tunnels routiers et les environnements urbains.
- b) Évolution de la carbonatation dans des conditions exposées aux intempéries (classe d'exposition XC4) et meilleure connaissance de l'humidité du béton (en fonction de la profondeur) dans les éléments d'ouvrage réels.
- c) Amélioration de la modélisation de la carbonatation sur la base des nouveaux résultats et conclusions.
- d) Données fiables relatives à la perte de section critique pour la formation de fissures et des éclatements dus à la corrosion.
- e) Influence de la carbonatation sur la teneur en chlorure critique pour induire la corrosion.



## Summary

In the previous research contract AGB 2008/2001, the basis for the introduction of a rapid test for determining the carbonation resistance of concrete has been developed. This test is now part of the SIA 262/1 standard. The results served for the definition of the current limit values for the carbonation resistance of concrete. Within the framework of this research project, three influences important for the corrosion of the reinforcement in carbonated concrete were investigated:

- CO<sub>2</sub> content of air in Switzerland (three outdoor sites and two road tunnels)
- Influence of the relative humidity on the carbonation coefficient and on the time course of the carbonation under exposure conditions without weathering of different concretes
- Influence of the relative humidity on the corrosion rate of the reinforcement in different concretes.

The CO<sub>2</sub> content at the sites Wildegg, Horw and Visp as well as in the two road tunnels Belchen and Gotthard were recorded continuously. In the laboratory the carbonation process of different concretes was investigated at 4% CO<sub>2</sub> (partially also at 0.4%) and different air humidities. With the long-term field storage of concrete prisms in Stevenson screens in Wildegg, Horw and Visp, the laboratory results were verified and supplemented. On the one hand, approximately 7-year-old reinforced specimens from a previous cemsuisse project were available for the corrosion investigations. On the other hand, new test specimens were produced. Corrosion-critical parameters were measured periodically. The macroelement current flowing between corroding and non-corroding rebars was continuously measured in the Stevenson screen in Wildegg and in a laboratory climate chamber with variable relative humidity. For this purpose, the necessary monitoring system was set up. The investigations carried out led to the following findings:

### CO<sub>2</sub> content

- a) The average CO<sub>2</sub> content at several measuring locations in the Swiss Plateau and Valais is higher than the reference value of 400 ppm when testing the carbonation resistance according to SIA 262/1. An adaptation of the standard value to 450 ppm should be checked.
- b) The average CO<sub>2</sub> contents in the road tunnels examined are well above the reference value with values of 600 ppm (Belchen) to 1'200 (Gotthard). The consequential acceleration of the carbonation is +20%, respectively +70%. The requirements for concrete for road tunnels should be checked.

### Carbonation

- c) In the laboratory experiments (relative humidity 57, 80 and 90%), the carbonation coefficient shows a strong decrease with increasing relative humidity. This could also be observed under storage conditions without weathering (exposure class XC3) of the concretes in the Stevenson screens in Wildegg, Horw and Visp. The selected sites can be regarded as representative of the rather damp Swiss Plateau climate and the rather dry climate in Valais, Ticino and Engadine.
- d) At higher air humidity, the time course of the carbonation can no longer be described with a  $\sqrt{t}$ -law (time exponent  $b = 0.50$ ). As the relative humidity increases,  $b$  decreases. The deviation from the  $\sqrt{t}$  law can be described with a time-dependent carbonation coefficient and the value after 1 year can be used as the characteristic value for a specific concrete. The previous time exponent  $b$  of 0.40 can be left for the Swiss Plateau. For the dry climate in Valais (and in Ticino) it would have to be increased to 0.45.
- e) The carbonation coefficient as well as the time exponent  $b$  are affected by the concrete composition.
- f) The carbonation coefficients determined in the laboratory tests agree well with the values after the 3-year exposure in Wildegg and Horw. The corresponding values for Visp are clearly underestimated. The limits for the drier regions of the country have to be checked.

- g) Accelerated carbonation with a CO<sub>2</sub> content of 4% can be used to study the effect of increased relative humidity. Thus, realistic and location-dependent limit values could be determined.
- h) The recalculation with the model, which will presumably be included in the revised Eurocode, shows that the model is more suitable for dry conditions than for the conditions common in the Swiss Plateau. The carbonation rate for wet conditions is greatly overestimated and leads to unnecessarily high requirements.
- i) The laboratory testing procedure developed in this work is well suited to study the influence of relative humidity with different concretes. Within less than a year, long-term forecasts can be made.

### Corrosion

- j) Under exposure conditions without weathering (exposure class XC3) the concretes dry out quite rapidly. As a result, the electrical resistance of concrete rises and the corrosion rate decreases.
- k) The corrosion rate due to self-corrosion (E) and macroelement corrosion (ME) depends strongly on the relative humidity. The corrosion rate ME depends on the configuration of the macroelement. The corrosion rates ME measured in our tests at a relative humidity of 80% remain below 2 µm/year on average of all tested concretes. The corrosion rates ME depend on concrete composition. At very high air humidity no maximum could be observed.
- l) The low corrosion rates for the exposure class XC3 allow to take into account the corrosion time until cracks in the concrete are formed due to the blasting action of the rust for the determination of the requirements for carbonation resistance. A first rough estimate shows that today's limits for carbonation resistance could be raised by 10 to 40%.
- m) The corrosion rates (ME and E) under weathered conditions (exposure class XC4) may temporarily exceed 20 µm/year. Depending on the reinforcement cover, carbonation depth and the effect of macroelements as well as the intensity, frequency and duration of wetting, the corrosion depth until cracking happens can be very different. The corrosion phase is therefore rather short under such conditions and should not be taken into account for the determination of the requirements for carbonation resistance. The higher average concrete moisture under these exposure conditions has a positive effect on the carbonation process. The time exponent b can be significantly lower than in conditions without weathering.

Although the investigations have yielded many and important findings, there are still gaps in the overall understanding. There is a need for future research on the following topics:

- a) Improving data on CO<sub>2</sub> content in road tunnels and in urban environments.
- b) Course of carbonation under weathered exposure conditions (exposure class XC4) and improved knowledge of (depth-dependent) concrete moisture in real structural elements.
- c) Improvement of the modelling of carbonation based on the new results and findings.
- d) Reliable knowledge on the critical corrosion depth for crack formation and spalling.
- e) Influence of carbonation on the critical chloride content (threshold value) for corrosion.

# 1 Einleitung

## 1.1 Ausgangslage

Mit der Einführung von Zementen mit tieferen Klinkergehalten ist die Karbonatisierung des Betons und der dadurch ausgelösten Bewehrungskorrosion erneut in den Fokus des Interesses gerückt. Im Rahmen des Forschungsauftrages AGB 2008/2001 wurden die Grundlagen der Karbonatisierung des Betons und der Korrosion aufgearbeitet und die Basis für die Einführung einer Schnellprüfung zur Bestimmung des Karbonatisierungswiderstandes von Beton erarbeitet [Hunkeler 2012b]. Die Schnellprüfung ist heute als Anhang I in der SIA 262/1 [SIA 2013] enthalten. Die Ergebnisse dieser Arbeit wurden auch genutzt, um Grenzwerte für den Karbonatisierungswiderstand von Beton festzulegen. Im Rahmen der werkseigenen Produktionskontrolle wird diese Eigenschaft heute vom Betonhersteller geprüft.

Die Grenzwerte für den Karbonatisierungswiderstand wurden auf der Basis der folgenden Gleichung festgelegt [Hunkeler 2012b].

$$d_{K,Max} \leq r_K K_{SN} t^b \quad \text{Gleichung 1a}$$

$$d_{K,Max} = 0.80 K_{SN} t^{0.40} \quad \text{Gleichung 1b}$$

Dabei bedeuten:

- $d_{K,Max}$  maximal zulässige Karbonatisierungstiefe in mm.  $d_{K,Max}$  kann z.B. mit 80% der minimalen Bewehrungsüberdeckung gemäss SIA 262, Tabelle 18, angesetzt werden.
- $r_K$  Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der relativen Luftfeuchtigkeit auf den Karbonatisierungskoeffizienten, [ - ]
- $K_{SN}$  Karbonatisierungskoeffizient aus Prüfung gemäss SIA 262/1, Anhang I, [mm/Jahr<sup>b</sup>] (Anmerkung: In der Norm wird dieser Wert mit  $K_N$  bezeichnet). Referenz für den CO<sub>2</sub>-Gehalt: 400 ppm.
- $b$  Zeitexponent, [ - ]
- $t$  Zeit (Nutzungsdauer), [Jahre].

Die mit Gleichung 1b (mit  $b = 0.40$ ) berechneten Grenzwerte für den Karbonatisierungswiderstand liegen zwischen 4 und 5 mm/Jahr<sup>1/2</sup>. Sie gelten für einen CO<sub>2</sub>-Gehalt von 0.04% (400 ppm). Dieser Wert kann erheblich schwanken (siehe **Kapitel 4**). Weitere Details zu den Berechnungen sind in [Hunkeler 2012b] zu finden.

**Tab. 1** Grenz- und Richtwerte für den Karbonatisierungswiderstand von Beton. Die Werte gelten für Bauteile mit normkonformer Bewehrungsüberdeckung und einem CO<sub>2</sub>-Gehalt von 400 ppm.

Nutzungsdauer	Karbonatisierungskoeffizient $K_N$ , mm/Jahr <sup>1/2</sup>	
	Prismen (WPK) <sup>1)</sup> Grenzwerte	Bohrkerne <sup>2)</sup> Richtwerte
50 Jahre	XC3 und XC4: $K_N \leq 5.0$	XC3 und XC4: $K_N \leq 5.3$
100 Jahre	XC3: $K_N \leq 4.0$ ; XC4: $K_N \leq 4.5$	XC3: $K_N \leq 4.3$ ; XC4: $K_N \leq 4.8$

1) WPK: werkseigene Produktionskontrolle. Werte gemäss SN EN 206:2013+A1:2016 [SIA 2018]

2) Bohrkerne aus Bauteilen. Werte gemäss SIA 262/1:2013 [SIA 2013]

Auf europäischer Ebene ist eine Prüfnorm mit einem ähnlichen Vorgehen in Arbeit wie Anhang I der SIA 262/1, allerdings mit einem CO<sub>2</sub>-Gehalt von 3 anstelle von 4%. Ein Entwurf dazu ist vorhanden [CEN 2018a]. Die Norm wird frühestens 2019 publiziert. Die Norm für die Prüfung unter natürlichen CO<sub>2</sub>-Gehalten [CEN 2018b] wurde kürzlich in der formellen Abstimmung angenommen. Belgien und die Schweiz haben die Norm abgelehnt.

Parallel dazu laufen in den europäischen Normengremien (CEN/TC250/SC2, CEN/TC104/SC1) Bestrebungen, im revidierten Eurocode 2 und in der nächsten Betonnorm (EN 206) das Thema Dauerhaftigkeit detaillierter zu behandeln. Bei diesen Arbeiten hat es sich gezeigt, dass bei wichtigen Aspekten noch Klärungsbedarf besteht, z.B.:

- Einfluss der Betonzusammensetzung, der relativen Luftfeuchtigkeit und des CO<sub>2</sub>-Gehaltes auf die Karbonatisierungsgeschwindigkeit bzw. auf den zeitlichen Verlauf der Karbonatisierung.
- Einfluss der Betonzusammensetzung und der relativen Luftfeuchtigkeit auf die Korrosionsgeschwindigkeit.

Diese Aspekte sind bei der Dauerhaftigkeitsbemessung relevant.

## 1.2 Projektziele

Mit dem Projekt wurde das Ziel verfolgt, ein tieferes Verständnis der Karbonatisierung von Beton unter Aussenbedingungen zu erhalten und zu einem besser abgesicherten Modell für die Prognose des zeitlichen Verlaufs der Karbonatisierung sowie zu einer einfachen Beurteilung der bei der Korrosion relevanten Parameter zu gelangen. Weiterhin sollte damit auch ein Beitrag geleistet werden, um die Anforderungen an die Korrosions- bzw. Dauerhaftigkeitsklassen (Carbonation Resistance Classes), wie sie bei der Revision des Eurocodes 2 vorgesehen sind, festzulegen.

Damit soll den Bauherren und Planern sowie den Ausführenden die nötigen Grundlagen zur Verfügung gestellt werden, um dauerhafte Stahlbetonbauten für die Expositionsklassen XC3 (unbewitterte Aussenbedingungen) und XC4 (bewitterte Aussenbedingungen) erstellen sowie die Restnutzungszeit bestehender Bauten besser beurteilen zu können.

Im Detail standen die folgenden Projektziele im Vordergrund:

- Bessere Kenntnisse des CO<sub>2</sub>-Gehaltes in normaler Luft sowie an stark belasteten Standorten. Neben den bereits laufenden Messungen in Wildegg soll der CO<sub>2</sub>-Gehalt in zwei Strassentunnels kontinuierlich über 1 Jahr gemessen werden. Damit soll das Karbonatisierungsmodell auch für Strassentunnels angewendet und das Risiko von frühzeitigen Schäden in Tunnels besser abgeschätzt werden können. Dies erlaubt auch, die Anforderungen an den Beton in Strassentunnels zielsicher festzulegen.
- Untersuchungen zum Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit auf die Karbonatisierungsgeschwindigkeit von Betonen mit heute verwendeten Zementarten und w/z-Werten zwischen 0.45 und 0.60. Damit soll eine wichtige Basis für die Modellierung der Karbonatisierung bzw. für die Abschätzung des langfristigen Korrosionsrisikos geschaffen werden.
- Untersuchungen zur langfristigen Karbonatisierung unter unbewitterten Aussenlagerungsbedingungen (Stevenson-Screen). Damit soll die Unsicherheit beim Zeitexponenten  $b$  reduziert werden. Gleichzeitig kann damit das heute verwendete Modell überprüft werden.
- Die Abhängigkeit der Korrosionsgeschwindigkeit der Bewehrung von der relativen Luftfeuchtigkeit soll genauer untersucht werden, um in der Praxis zu einer sicheren Beurteilung des aktuellen und zukünftigen Korrosionsrisikos zu gelangen. Dazu sind Untersuchungen nötig, die über einen längeren Zeitraum durchgeführt werden. Wesentliche Parameter dieser Untersuchungen sind die Bewehrungsüberdeckung und die Betonzusammensetzung. Aus der Untersuchung von schnell vorkarbonatisierten und natürlich karbonatisierten Prüfkörpern sind Rückschlüsse auf das zukünftige methodische Vorgehen möglich.

- Die Korrosionsgeschwindigkeit der Bewehrung ist in der unbewitterten Lagerung gering. Es soll geprüft werden, ob dies ausreichend tief ist, um Korrosionssprengnisse und Abplatzungen über eine Nutzungszeit von 50 bzw. 100 Jahren sicher ausschliessen zu können.

Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sollen eine gesicherte Beurteilung des Korrosionsrisikos infolge Karbonatisierung des Betons bei Kunstbauten und Strassentunnels bei allen auftretenden Expositionsklassen erlauben. Die neuen Erkenntnisse könnten ermöglichen, die Korrosionszeit bei der Festlegung der Grenzwerte für den Karbonatisierungswiderstand zu berücksichtigen. Sollte sich bestätigen, dass bei der unbewitterten Aussenlagerung (z.B. bei Brückenuntersichten) die Korrosionsgeschwindigkeit unter allen möglichen Bedingungen (Betonzusammensetzung, Luft- bzw. Betonfeuchtigkeit, Karbonatisierungstiefe) sehr tief ist und für praktische Belange vernachlässigt werden kann, wäre dies bei der Zustandsbeurteilung bzw. bei der Prognose der zukünftigen Zustandsentwicklung eine sehr grosse Hilfe.

In der **Tab. 2** sind für die Prognose der Nutzungsdauer fehlende Elemente aufgeführt.

**Tab. 2** *Fehlende Elemente für die Prognose der Nutzungsdauer bei den Expositionsklassen XC3 und XC4.*

Element	Auswirkung auf	Forschungsbedarf
Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit auf die Karbonatisierungsgeschwindigkeit	Karbonatisierungskoeffizient, Faktor $r_K$	Messungen an unterschiedlichen Betonen
Zeitexponent b	Zeitlicher Verlauf der Karbonatisierung	Langzeitige Felduntersuchungen <sup>1)</sup>
Effektiver CO <sub>2</sub> -Gehalt der normalen Luft und in Strassentunnels	Karbonatisierungskoeffizient	Messungen an verschiedenen Standorten und in verschiedenen Schweizer Tunnels
Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit auf die Korrosionsgeschwindigkeit	Korrosionszeit bis zur Bildung von Rissen und Abplatzungen	Messungen an unterschiedlichen Betonen

1) Dieses Teilprojekt wurde durch die cemsuisse, Bern, finanziert.

### 1.3 Projektablauf

Um die Projektziele zu erreichen, wurden folgende Untersuchungen geplant:

- 1) Kontinuierliche Messung des CO<sub>2</sub>-Gehaltes in den beiden Strassentunnels Gotthard und Belchen (inkl. Lufttemperatur und -druck sowie relative Luftfeuchtigkeit).
- 2) Untersuchungen zum Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit auf den Karbonatisierungskoeffizienten (Zielgrösse: Faktor  $r_K$  in Gleichung 1a) an verschiedenen Betonen mit w/z-Werten zwischen 0.45 und 0.60 und unterschiedlichen Zementarten.  
Der Karbonatisierungsverlauf soll in Anlehnung an die SIA 262/1, Anhang I, an Prismen bei einer relativen Luftfeuchtigkeit von 60% sowie bei 80 und 90% ermittelt werden.
- 3) Untersuchungen zur langfristigen Karbonatisierung unter unbewitterten Aussenlagerungsbedingungen (Stevenson-Screen). Zielgrösse: Zeitexponent b in Gleichung 1b an drei verschiedenen Standorten in der Schweiz. Dazu sollen die gleichen Betone wie unter 2) verwendet werden. Dieses Teilprojekt wurde durch die cemsuisse, Bern, finanziert.
- 4) Untersuchungen zum Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit auf die Korrosionsgeschwindigkeit an ca. 7-jährigen Prüfkörpern aus einem früheren Projekt. Fünf dieser Prüfkörper wurden direkt nach der Herstellung vorkarbonatisiert. Fünf Prüfkörper karbonatisierten nur unter natürlichen Bedingungen. An diesen sollen die für die Korrosion wichtigen Parameter erfasst werden. Ergänzend dazu sollen weitere Messungen durchgeführt werden (z.B. Karbonatisierungstiefe, Luftpermeabilität, Betonfeuchtigkeit, Ca(OH)<sub>2</sub>-Gehalt, pH-Wert) und am Ende die Betonstähle ausgebaut und deren Zustand charakterisiert werden.

- 5) Untersuchungen zum Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit auf die Korrosionsgeschwindigkeit an neuen Prüfkörpern mit den unter Punkt 2) hergestellten Betonen.  
Für die neu herzustellenden Prüfkörper soll anstelle von Top12 ein höher legierter nicht-rostender Betonstahl als Kathode verwendet (z.B. CrNiMo-Stahl, 1.4571).  
Die Prüfkörper sollen zunächst 3 Tage nachbehandelt und danach in der Schnellkarbonatisierungskammer bis in eine Tiefe von ca. 20 mm vorkarbonatisiert werden, damit die Korrosion am Betonstahl in Gang kommen kann.

## 2 Stand der Kenntnisse

### 2.1 Karbonatisierung

#### 2.1.1 Einflüsse auf die Karbonatisierungsgeschwindigkeit

In vorhergehenden Forschungsberichten, Publikationen und Vorträgen [Hunkeler 2012a,b, 2013a,b, 2014, 2016, Greve-Dierfeld 2015, 2016a,b,c] wurden viele Einflüsse auf die Karbonatisierungsgeschwindigkeit behandelt. Eine Übersicht enthält **Tab. 3**. Neben diesen Einflüssen ist die beschleunigte Karbonatisierung des Betons in Rissen und im Bereich von Kanten und Ecken zu beachten.

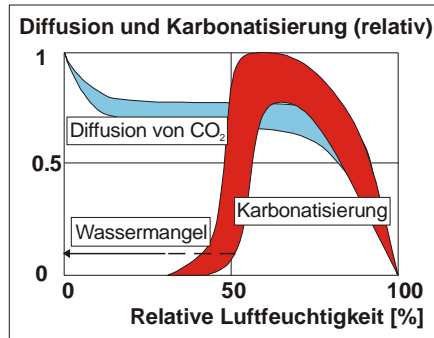
Der Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit auf die Diffusion von  $\text{CO}_2$  und die Karbonatisierungsgeschwindigkeit ist schematisch in **Abb. 1** gezeigt. Bei hohen Wassergehalten im Beton ist die Diffusion von  $\text{CO}_2$  sehr langsam. Bei niedrigen Wassergehalten fehlt das Wasser für die Karbonatisierung des Betons. Die maximale Karbonatisierungsgeschwindigkeit wird bei relativen Luftfeuchtigkeiten zwischen 50 und 70% erreicht [Hunkeler 2012b, Drouet 2010]. Detailliertere Untersuchungen, insbesondere auch zum Einfluss der Betonzusammensetzung, fehlen.

**Tab. 3** Überblick über die Einflüsse auf die Karbonatisierungsgeschwindigkeit. Zusammenfassung der Ergebnisse aus [Hunkeler 2012b, Greve-Dierfeld 2015]

Einfluss	Kommentar	Bedeutung
Relative Luftfeuchtigkeit (RL)	Je höher die relative Luftfeuchtigkeit, umso langsamer ist die Karbonatisierungsgeschwindigkeit, d.h. der Zeitexponent $b$ wird von 0.50 auf Werte gegen Null bei durchnässtem/nassem Beton reduziert. Siehe <b>Abb. 1</b> . Die Wirkung ist abhängig von der Betonzusammensetzung. Massgebend für den Verlauf der $\text{CO}_2$ -Diffusion bzw. der Karbonatisierung bei relativen Luftfeuchtigkeiten über ca. 50 - 70% ist die Kapillarkondensation bzw. die Sorptionsisotherme. Details dazu sind in [Hunkeler 1994] zu finden. Siehe auch Kommentar zum Einfluss der Temperatur.	+++
$\text{CO}_2$ -Gehalt	Höhere $\text{CO}_2$ -Gehalte beschleunigen die Karbonatisierung. Die beschleunigende Wirkung kann mit der Gleichung 2 abgeschätzt werden. Details siehe [Hunkeler 2012b].	++
w/z-Wert (Porosität)	Je tiefer der w/z-Wert, umso tiefer ist die Porosität und damit der $\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizient bzw. umso höher ist der Karbonatisierungswiderstand.	++
CaO-Gehalt bzw. w/CaO-Wert	Je höher der Gehalt an reaktivem bzw. reagiertem CaO ist, umso höher ist der Karbonatisierungswiderstand des Betons. Um Betone zu vergleichen wird besser der w/CaO-Wert verwendet, da dieser auch den Wassergehalt bzw. die Porosität des Betons einschliesst. Details dazu sind in [Leemann 2014, 2016b, 2017a,b, 2018] zu finden.	++
Art des Zements und der Zusatzstoffe	Die Wirkung der Zementart oder von Zusatzstoffen kann grob mit dem w/CaO-Wert abgeschätzt werden. Die Festigkeitsklasse des Zementes wirkt sich auf den Gehalt an reagiertem CaO aus. Je höher die Festigkeitsklasse, desto grösser ist dieser Gehalt und umso höher ist Karbonatisierungswiderstand. Ebenso spielen Alter und Feuchtebedingungen eine wichtige Rolle.	+
Gehalt an Zement und Zusatzstoffen (Leimvolumen)	Bei gleichem w/z-Wert haben unterschiedliche Zementgehalte eine untergeordnete bzw. keine Bedeutung. Dies gilt auch für den $w/z_{\text{eq}}$ - oder w/B-Wert, sofern das Verhältnis Zement zu Zusatzstoff konstant bleibt.	o
Temperatur	Bei gleicher relativen Luftfeuchtigkeit nimmt die Karbonatisierungsgeschwindigkeit mit zunehmender Temperatur zu. Bei sehr hohen Temperaturen nimmt die Geschwindigkeit wieder ab. Der Einfluss der Temperatur ist stärker, wenn gleichzeitig die relative Luftfeuchtigkeit absinkt.	+
Zusatzmittel	Die üblichen Fließmittel haben einen geringen Einfluss auf den Karbonatisierungswiderstand. LP-Mittel verschlechtern den Widerstand leicht. Für die Beurteilung aller Zusatzmittel fehlen die entsprechenden Untersuchungen.	- bis o ?

**Tab. 3** Überblick über die Einflüsse auf die Karbonatisierungsgeschwindigkeit. Zusammenfassung der Ergebnisse aus [Hunkeler 2012b, Greve-Dierfeld 2015]

Gesteinskörnungen	Die Art der Gesteinskörnungen hat einen geringen Einfluss auf den Karbonatisierungswiderstand. Poröse Gesteinskörnungen können zu lokalen Karbonatisierungsspitzen führen [Leemann 2016a].	o/+
Nachbehandlung (Ausführung)	Die Nachbehandlung hat einen starken Einfluss auf den Karbonatisierungswiderstand, da dadurch die Porosität der Betonrandzone wesentlich verändert werden kann. Siehe dazu <b>Kapitel 2.1.2</b> .	++



**Abb. 1** Diffusion von CO<sub>2</sub> und Karbonatisierungsgeschwindigkeit in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchtigkeit (schematisch) [Hunkeler 1994, 1998].

Die beschleunigende Wirkung von höheren CO<sub>2</sub>-Gehalten auf die Karbonatisierung kann mit dem relativen CO<sub>2</sub>-Gehalt  $r_{Acc}$  beschrieben werden. Die Beschleunigung bezieht sich auf den Referenzwert von 400 ppm CO<sub>2</sub>.

$$r_{Acc} = c \sqrt{\frac{[CO_2]_S}{[CO_2]_N}} = c \sqrt{\frac{[CO_2]_S}{[CO_2]_{Ref}}} = c \sqrt{\frac{[CO_2]_S}{400}} \quad \text{Gleichung 2}$$

Mit

[CO<sub>2</sub>]<sub>S</sub> Erhöhter CO<sub>2</sub>-Gehalt, z.B. in Strassentunnels oder unter beschleunigten Karbonatisierungsbedingungen, Vol.-%

[CO<sub>2</sub>]<sub>N</sub> CO<sub>2</sub>-Gehalt unter natürlichen Bedingungen, Vol.-%

[CO<sub>2</sub>]<sub>Ref</sub> Referenzwert für den natürlichen CO<sub>2</sub>-Gehalt, hier 400 ppm CO<sub>2</sub>

c Korrekturfaktor (siehe [Hunkeler 2012b])

c = 1 für CO<sub>2</sub>-Gehalte unter 1%

c = 1.36 für einen CO<sub>2</sub>-Gehalt von 4.0% (40'000 ppm)

Für die Umrechnung des Karbonatisierungskoeffizienten aus der beschleunigten Prüfung auf Werte bei natürlichen Bedingungen gilt Gleichung 3.

$$K_{SN} = \frac{d_K}{\sqrt{t_S}} \cdot c \cdot \sqrt{\frac{[CO_2]_{Ref}}{[CO_2]_S}} \quad \text{Gleichung 3}$$

K<sub>SN</sub> Karbonatisierungskoeffizient bei erhöhten CO<sub>2</sub>-Gehalten (z.B. Schnellkarbonatisierungsprüfung), umgerechnet auf den Referenzwert für natürliche CO<sub>2</sub>-Gehalte, mm/Jahr<sup>1/2</sup>

d<sub>K</sub> Karbonisierungstiefe nach Abzug vom Nullwert (d<sub>K</sub> bei t<sub>S</sub> = 0), mm

t<sub>S</sub> Versuchszeit bei der beschleunigten Karbonatisierung, Jahre.

Zur Umrechnung der Versuchszeit bei der beschleunigten Karbonatisierung in die Zeit mit normalen CO<sub>2</sub>-Gehalten t<sub>N</sub> dient Gleichung 4



$$t_N = t_S \frac{[CO_2]_S}{[CO_2]_{Ref}} \cdot \left(\frac{1}{c}\right)^2 \quad \text{Gleichung 4}$$

$t_N$  Karbonatisierungszeit beim Referenzwert für den natürlichen CO<sub>2</sub>-Gehalt, hier 400 ppm CO<sub>2</sub>, Jahre

Für die Karbonatisierungsgeschwindigkeit ist der effektive CO<sub>2</sub>-Gehalt von zentraler Bedeutung. Bei der Festlegung der Grenzwerte für den Karbonatisierungswiderstand von Betonen wurde mit einem CO<sub>2</sub>-Gehalt von 400 ppm (Referenzwert) gerechnet.

Die Messungen der TFB AG, die seit Herbst 2012 im Stevenson-Screen (geschützter Behälter für die unbewitterte Aussenlagerung) in Wildegg durchgeführt werden, haben gezeigt, dass der CO<sub>2</sub>-Gehalt der normalen Luft teilweise deutlich höher liegen kann. Vergleichbare Resultate zeigen auch die Messungen, welche die EMPA im Auftrag des BAFU im Rahmen des NABEL (Nationales Beobachtungsnetz für Luftfremdstoffe) durchführt. Die Ergebnisse werden im **Kapitel 4.2.4** dargestellt und kommentiert.

In städtischen Gebieten oder in der Nähe von Strassen können die CO<sub>2</sub>-Gehalte ebenfalls deutlich über 400 ppm liegen [George 2007, Henninger 2007, Sachsen 2008, Travnicek 2011, Uglietti 2009].

Ergebnisse von langfristigen Messungen während der Betriebsphase von Strassentunnels liegen nicht vor (Steuerung der Lüftung über Sichttrübung). Von der SUVA erhielt die Forschungsstelle einige anonymisierte Angaben zum Gehalt während der Bauphase (Ausbau, Sanierung, Unterhalt) von verschiedenen Tunneln. Diese Werte liegen zwischen 450 und 1'400 ppm (nur kurze Messzeiten). Gemäss publizierten Ergebnissen können in Tunneln, insbesondere in Strassentunneln, zeitweise CO<sub>2</sub>-Gehalte bis 1'000 ppm und mehr auftreten [de Fre 1994, Kirchstetter 1999, Sydney 2003, Geller 2005].

In verschiedenen neueren Arbeiten von Leemann et al. [Leemann 2014, 2016b, 2017a,b, 2018] wurde der w/CaO-Wert als charakteristische Grösse für den Karbonatisierungswiderstand vorgeschlagen. Diese Grösse kombiniert den w/z-Wert (Mass für die Porosität) und den CaO-Gehalt (Mass für den chemischen Widerstand gegen die Karbonatisierung). Sie kann für eine erste grobe Beurteilung des Karbonatisierungswiderstandes von Betonen dienen, aber auch für die Abschätzung der CO<sub>2</sub>-Bindekapazität von Betonen [Leemann 2018].

In einer Serie von neueren Publikationen wurden die Ergebnisse von systematischen Analysen über den Karbonatisierungswiderstand von Beton mit verschiedenen Zusatzstoffen (Flugasche, Hüttensandmehl, Kalksteinmehl), dargestellt [Lye 2015, 2016, Elgalhud 2017].

## 2.1.2 Modellierung der Karbonatisierungsgeschwindigkeit

In den letzten Jahren sind verschiedene Modelle zur Beschreibung der Karbonatisierung von Betonen vorgeschlagen worden [Hunkeler 2012, Greve-Dierfeld 2015, 2016a,b,c]. Auf europäischer Ebene steht das von Gehlen [Gehlen 2000] erarbeitete Modell im Vordergrund (Gleichung 5).

$$x_c(t) = \sqrt{2 \cdot R_{NAC,0}^{-1} \cdot C_s \cdot k_e \cdot k_c \cdot \sqrt{t} \cdot W(t)} \quad \text{Gleichung 5}$$

Mit:

$R_{NAC,0}^{-1}$  Inverser effektiver Karbonatisierungswiderstand von trockenem Beton ( $65 \pm 5\%$  rel. Luftfeuchtigkeit und  $20 \pm 2$  °C), ermittelt beim atmosphärischen CO<sub>2</sub>-Gehalt von 0.035 Vol.-% in m<sup>2</sup>/s/kg/m<sup>3</sup>.

$x_c$  Karbonatisierungstiefe in m

$C_s$  CO<sub>2</sub>-Gehalt der Luft in kg CO<sub>2</sub>/m<sup>3</sup>

- $k_e$  Übertragungsparameter für Umwelteinwirkungen (relative Luftfeuchtigkeit), dimensionslos
- $k_c$  Übertragungsparameter für die Nachbehandlungsdauer, dimensionslos
- $W(t)$  Witterungsterm (Wasserbenetzungsgrad), dimensionslos
- $t$  Prüfdauer in s.

Der Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit auf den Karbonatisierungskoeffizienten wird dabei mit dem Faktor  $k_e$  berücksichtigt (Gleichung 6). In **Abb. 2** (links) sind die Verhältnisse für den Referenzwert von 57% und 65% dargestellt.

$$k_e = \left( \frac{1 - \left( \frac{RH_{ist}}{100} \right)^{f_e}}{1 - \left( \frac{RH_{ref}}{100} \right)^{f_e}} \right)^{g_e} \tag{Gleichung 6}$$

Mit:

$RH_{ist}$  relative Luftfeuchtigkeit am Bauteil in %

$RH_{ref}$  Referenzfeuchtigkeit, 65%

Regressionsexponenten:

$f_e$ : 5

$g_e$ : 2.5.

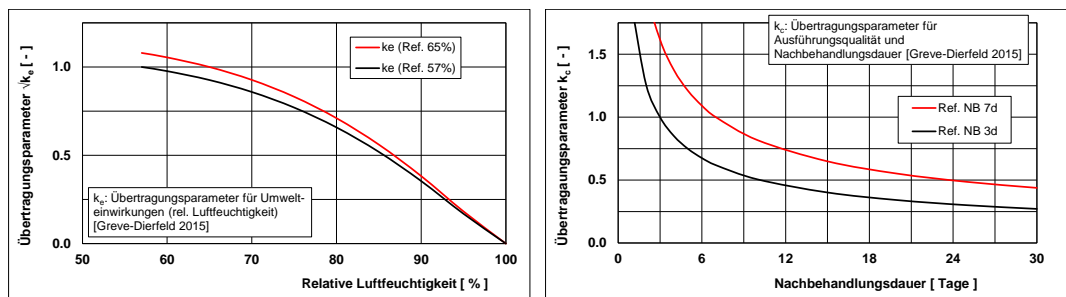
Der Einfluss der Dauer der Nachbehandlung auf den Karbonatisierungskoeffizienten wird mit dem Übertragungsparameter  $k_c$  gemäss Gleichung 7 berücksichtigt (**Abb. 2**, links).

$$k_c = \left( \frac{t_c}{7} \right)^{b_c} \tag{Gleichung 7}$$

Mit:

$t_c$  Nachbehandlungsdauer in Tage

$b_c$  Regressionsexponent (normalverteilt):  $-0.567 \pm 0.024$ .



**Abb. 2** Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit auf den Faktor  $\sqrt{k_e}$  (links) und Einfluss der Nachbehandlungsdauer auf den Faktor  $\sqrt{k_c}$  (rechts).

Mit dem Witterungsterm  $W(t)$  wird die Wirkung des Schlagregens auf die Benetzung des Betons bzw. auf den Karbonatisierungsverlauf berücksichtigt.

$$W(t) = \left( \frac{t_0}{t} \right)^{\frac{(p_{SR} \cdot ToW)^{b_w}}{2}} \tag{Gleichung 8}$$

Mit:

$t_0$	Referenzzeit, $t_0 = 0.0767$ Jahre (28 Tage)
$t$	Zeit in Jahre
$p_{SR}$	Schlagregenwahrscheinlichkeit
ToW	Niederschlagshäufigkeit definiert als der Anteil der Tage mit Niederschlag $\geq 2.5$ mm bezogen auf ein Jahr
$b_w$	Regressionsexponent (normalverteilt): $0.446 \pm 0.163$ .

Das oben vorgestellte Modell wurde von Greve-Dierfeld weiter entwickelt (Gleichungen 8 und 9) [Greve-Dierfeld 2015]. Anstelle des inversen effektiven Karbonatisierungswiderstands wurde der aus mehreren Messzeitpunkten bestimmte Karbonatisierungskoeffizient  $k_{NAC}$  verwendet. Die für die probabilistische Bemessung wichtige Streuung des Karbonatisierungskoeffizienten aus der Betonherstellung und am fertigen Bauteil wurde zu 1.1 bzw. 2.0 mm/Jahr<sup>1/2</sup> ermittelt. Mit den Ergebnissen der Forschungsarbeit von Jacobs [Jacobs 2018] können diese Werte nun überprüft werden. Um die von den Laborbedingungen abweichenden CO<sub>2</sub>-Gehalte zu berücksichtigen, wurde der dimensionslose Faktor  $k_a$  eingeführt. Die Streuung für den Einfluss der Nachbehandlungsdauer wurde im Vergleich zu [Gehlen 2000] auf 0.25 erhöht.

$$x_c(t) = k_{NAC} \cdot \sqrt{k_e \cdot k_c \cdot k_a} \cdot \sqrt{t} \cdot W(t) \quad \text{Gleichung 8}$$

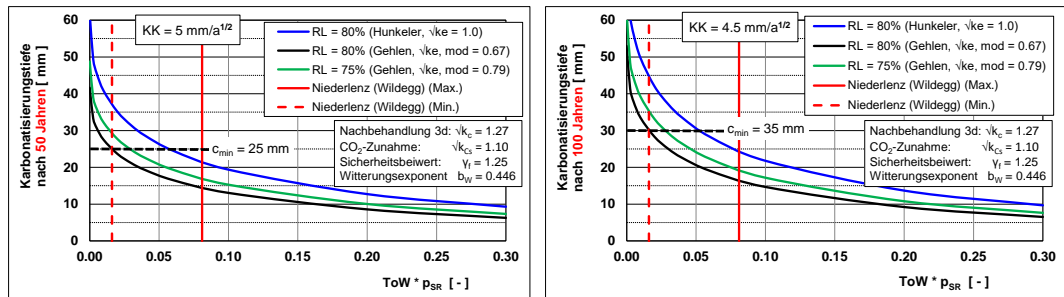
$$k_a = \frac{C_a}{C_l} \quad \text{Gleichung 9}$$

Mit:

$k_{NAC}$	Karbonatisierungskoeffizient unter standardisierten Prüfbedingungen, d.h. $W(t) = 1$ , $k_e = 1$ , $k_c = 1$ , $k_a = 1$ , in mm/Jahr <sup>1/2</sup>
$k_a$	Verhältnis des CO <sub>2</sub> -Gehaltes der Luft zu jenem bei der Prüfung, dimensionslos
$C_a$	CO <sub>2</sub> -Gehalt der Luft in ppm
$C_l$	CO <sub>2</sub> -Gehalt bei der Prüfung in ppm.

Für den zeitlichen Verlauf der Karbonatisierung ist bei diesem Modell nicht nur die relative Luftfeuchtigkeit, sondern auch die Schlagregenwahrscheinlichkeit von ganz zentraler Bedeutung. **Abb. 3** zeigt dies beispielhaft für Wildeggen (Niederlenz) mit den Grenzwerten für den Karbonatisierungskoeffizienten nach SN EN 206. Schon der minimale Wert für das Produkt  $TOW \cdot p_{SR}$  reduziert die Karbonatisierungstiefen nach 50 Jahren um 7 bis 10 mm und nach 100 Jahren um 10 bis 15 mm. Bei der unbewitterten Exposition (XC3) und bei Regen ohne Wind bei XC4 wird der Witterungsterm 1. Unter der Bedingung, dass  $k_c$  und  $k_a$  gleich 1 sind, bleibt als wirksame Grösse nur noch die relative Luftfeuchtigkeit bzw. der Übertragungsfaktor für Umwelteinwirkungen  $k_e$ .

Im Rahmen der Validierung des Modells von [Gehlen 2000] wurde anhand von Bauwerksuntersuchungen festgestellt, dass die Bauwerkszuverlässigkeiten in der XC3-Exposition tendenziell höher, in der XC4-Exposition zumeist tiefer ausfallen als vom Modell prognostiziert [Greve-Dierfeld 2015]. Dies bedeutet, dass das Modell von [Gehlen 2000] bei der Expositionsklasse XC3 tendenziell zu hohe, bei der Expositionsklasse XC4 hingegen zu geringe Karbonatisierungstiefen vorhersagt, d.h. zu wenig konservativ ist.



**Abb. 3** Einfluss der Nasszeit (ToW, Time of Wetness) und der Schlagregenwahrscheinlichkeit auf die Karbonatisierungstiefe nach 50 Jahren am Beispiel der Verhältnisse in Wildegg für den Karbonatisierungskoeffizienten  $KK$  von  $5 \text{ mm/Jahr}^{1/2}$  (links) und  $4.5 \text{ mm/Jahr}^{1/2}$  (rechts). Details für die Berechnungen siehe [Greve-Dierfeld 2015].

Das oben vorgestellte Modell hat diverse Schwächen, wie Lollini et al. [Lollini 2012] basierend auf dem Vergleich mit den Ergebnissen an Gebäuden gezeigt haben.

Eine grosse Unsicherheit stellt dabei der Witterungsterm dar, der auf der Einwirkungsseite wohl den Schlagregen berücksichtigt, nicht aber den Beton auf der Widerstandsseite. Dazu sind z.B. folgende wichtige Aspekte zu erwähnen:

- Die Wasseraufnahme bei Regen ist stark abhängig von der Betonzusammensetzung und kann sehr unterschiedlich sein.
- Bei hohen Betontemperaturen im Sommer ist die Wasseraufnahme geringer. Untersuchungen von Ungricht [Ungricht 2004] und Schiegg [Schiegg 2002] haben gezeigt, dass grössere Wassermengen nur dann aufgenommen werden, wenn der Beton kühler ist als die Luft und gleichzeitig ein hohes Wasserangebot (hohe Luftfeuchtigkeit, Regen) vorhanden ist. Besonders hohe Wasseraufnahmen finden nach einer längeren Phase mit tiefen und danach rasch ansteigenden Lufttemperaturen statt. Solche Witterungssituationen sind im Winter häufiger als im Sommer.
- Für die Berechnung der Schlagregenwahrscheinlichkeit wird die Regenmenge von 2.5 mm/Tag zu Grunde gelegt. Dies ist eine einfache Annahme, die aber nicht berücksichtigt, dass der Wassereintrag zeitabhängig ist. Anzunehmen ist weiter auch, dass die vom Beton aufgenommen Wassermenge unterschiedlich ausfällt, wenn sich die 2.5 mm Regen auf 5 Minuten oder auf 24 Stunden verteilen.

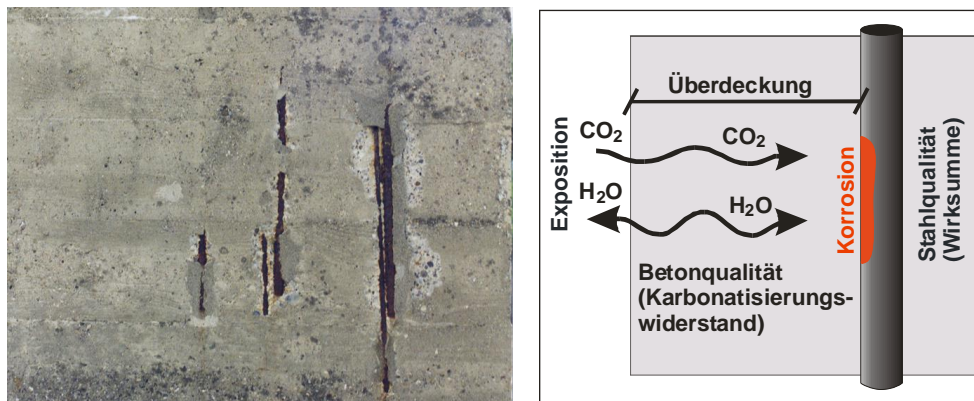
Weiter ist zu betonen, dass die Abhängigkeit des Karbonatisierungskoeffizienten von der relativen Luftfeuchtigkeit nicht ausreichend abgesichert ist und z.B. der Einfluss der Zementart und des w/z-Wertes im Allgemeinen nicht berücksichtigt wird.

Im Gegensatz zu den meisten Modellen, die davon ausgehen, dass unter natürlichen Bedingungen, insbesondere bei bewitterter Exposition (XC4), der Zeitexponent  $b < 0.50$  ist, kamen Köliö et al. [Köliö 2016] zum Schluss, dass ihre im Abstand von acht Jahren gemessenen Karbonatisierungstiefen an 18, ca. 20- bis 40-jährigen, Gebäuden sich gut mit dem  $\sqrt{t}$ -Gesetz beschreiben liessen. Bei den Gebäuden kam ein Beton zum Einsatz, der einem heutigen C 20/25 entspricht. Anzumerken ist hier, dass die Zeitdifferenz von 8 Jahren wohl zu klein war, um die Aussagen gut zu stützen.

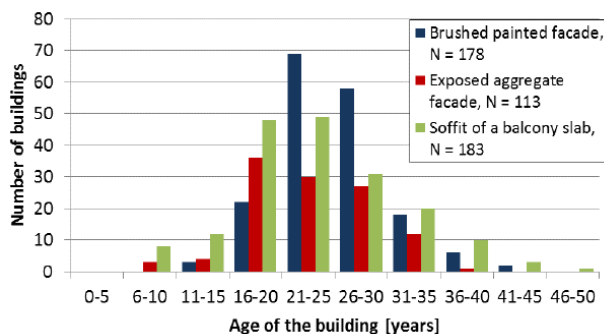
## 2.2 Korrosion der Bewehrung im karbonatisierten Beton

In den 1950er und 1960er Jahren war die Korrosion infolge karbonatisiertem Beton (**Abb. 4**) 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 Bewehrungsüberdeckungen. So sind seit 1956 die Vorgaben an die Überdeckung für die Expositionsklassen XC3, XC4 und XD1 bis XD3 in den Normen SIA 162 und SIA 262 von 10 bis 20 mm auf heute 25 bis 45 mm (ohne die zulässige Abweichung von 10 mm) erhöht worden. Diese Massnahmen zielen darauf ab, die Zeit bis zum Korrosionsbeginn zu verzögern. Sind diese Massnahmen

ungenügend, sind frühe Schäden möglich. Nach einer umfangreichen finnischen Studie [Köliö 2017] traten sichtbare Schäden an Gebäudeteilen bereits ab einem Alter von 16 bis 20 Jahren gehäuft auf (**Abb. 5**).



**Abb. 4** Abplatzungen über korrodierenden Bewehrungsstäben an einer Fassade infolge Karbonatisierung des Betons (links) und schematische Darstellung der Einflüsse (rechts) [Hunkeler 2012, 2014].



**Abb. 5** Verteilung der visuell sichtbaren Schäden über das Alter von finnischen Gebäuden, aufgeteilt nach Bauteiloberflächen [Köliö 2017]. Baujahr der Gebäude: 1965 – 1989.

Bei der Korrosion von Metallen und damit auch von Stahl im Beton ist zwischen Eigenkorrosion und Makroelementkorrosion zu unterscheiden. Unter Eigenkorrosion wird jene Korrosion verstanden, die auf Metalloberflächen beim unbeeinflussten Korrosionspotenzial, d.h. ohne äussere Einwirkung (andere Metalle, Spannungsdifferenzen etc.), abläuft. Die anodische und kathodische Teilreaktion laufen direkt nebeneinander ab, d.h. sie sind örtlich nur einige  $\mu\text{m}$  getrennt. Man spricht dann auch von Mikrokathoden und Mikroanoden.

Bei realen Bauteilen aus Stahlbeton muss die Wirkung der Makroelementkorrosion berücksichtigt werden (siehe Gleichung 10). Der Ort der anodischen und kathodischen Teilreaktion kann dabei weit auseinander liegen (bis mehrere Meter). Makroelemente können die Abtragsrate wesentlich erhöhen [Hunkeler 1994, 2005 Warkus 2010, 2012, Revert 2018, 2019]. Massgebend für die Wirkung ist das Flächenverhältnis Kathode (nicht korrodierende Fläche) zu Anode (korrodierende Fläche), die Differenz zwischen den Korrosionspotenzialen der Kathode und der Anode (Treibspannung), die elektrochemischen Reaktionswiderstände sowie der spez. elektrische Betonwiderstand. Bei der chloridinduzierten Lochkorrosion ist das Flächenverhältnis von Kathode zu Anode i.d.R. viel grösser als bei der flächigen Korrosion infolge Karbonatisierung des Betons. Die elektrochemischen und elektrolytischen Widerstände können die Wirkung des Flächenverhältnisses stark abschwächen.

$$\dot{i}_{Korr} = i_{Korr}^0 \left(1 + \frac{F_K}{F_A}\right) \quad \text{Gleichung 10a}$$

$$\dot{i}_{Korr} = \frac{I_{Korr}}{F_A} \frac{\Delta U}{R_A + R_K + R_E} \quad \text{Gleichung 10b}$$

Mit:

$I_{Korr}$  Makroelementstrom, A

$i_{Korr}$  Makroelementstromdichte an der Anode, A/m<sup>2</sup>

$i_{Korr}^0$  Eigenkorrosionsstrom, A

$\Delta U$  Potentialdifferenz zwischen Anode und Kathode (Treibspannung), V

$R_A$  Polarisationswiderstand der Anode,  $\Omega$

$R_K$  Polarisationswiderstand der Kathode,  $\Omega$

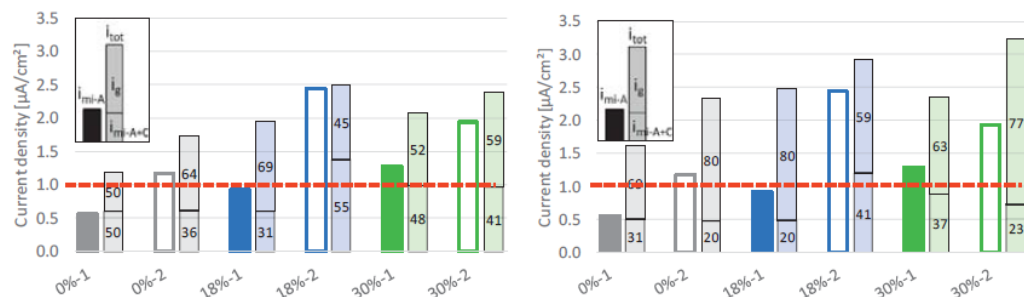
$R_E$  Elektrolytwiderstand des Betons,  $\Omega$

$F_A$  Fläche der Anode, m<sup>2</sup>

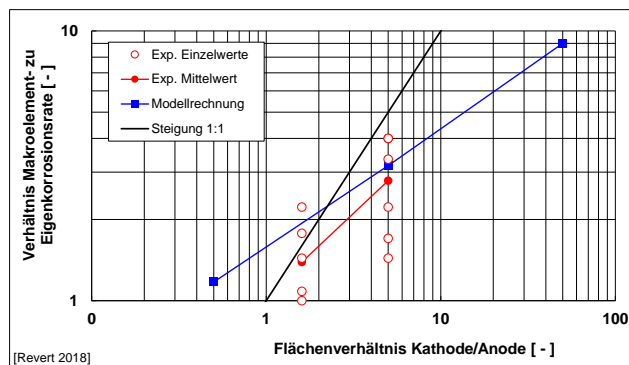
$F_K$  Fläche der Kathode, m<sup>2</sup>.

Die Wirkung und die Bedeutung von Makroelementen bei der Korrosion im karbonatisierten Beton wurde bis anhin viel weniger untersucht als bei der Korrosion in chloridhaltigem Mörtel oder Beton. Eine der ersten Arbeiten wurde von Menzel [Menzel 1988] veröffentlicht. Aus den gemessenen Makroelementströmen wurde abgeleitet, dass der Anteil der Eigenkorrosion ca. 50% der Makroelementkorrosion beträgt. Ab der ersten Hälfte der 1990er Jahre haben sich Andrade et. al. in vielen Arbeiten mit diesem Thema befasst (z.B. [Andrade 1992a,b, 2008, Alonso 1995, 1998, Pedrosa 2017]).

In kürzlich publizierten Arbeiten [Revert 2018, 2019] wurden die Eigenkorrosion der Anoden (LPR-Messung) und die Makroelementströme bei einem Flächenverhältnis von Kathode C zu Anode A von 1.6 und 5.0 bei Betonen mit 0, 18 und 30% Flugasche gemessen (**Abb. 6**). Die Eigenkorrosionsrate liegt zwischen 7 und 30  $\mu\text{m}/\text{Jahr}$ . Die Beschleunigung durch die Makroelementbildung (Verhältnis Makroelement- zu Eigenkorrosionsrate) liegt bei einem C/A-Verhältnis von 1.6 im Mittel bei 1.4 (**Abb. 7**). Beim C/A-Verhältnis von 5 liegt dieser Wert lediglich bei 2.8. Die Eigenkorrosionsrate im Makroelement nimmt gegenüber dem ungekoppelten Zustand wegen der anodischen Polarisation ab. Wird diese Abnahme nicht berücksichtigt (Gleichung 10b), reduziert sich die berechnete Beschleunigung. Aus **Abb. 7** geht hervor, dass die beschleunigende Wirkung des Makroelementes mit zunehmendem Flächenverhältnis abnimmt. Sie liegt bei einem C/A-Verhältnis von 10 im Mittel nur noch bei einem Faktor 4. Die Ergebnisse decken sich mit jenen in [Hunkeler 1994].

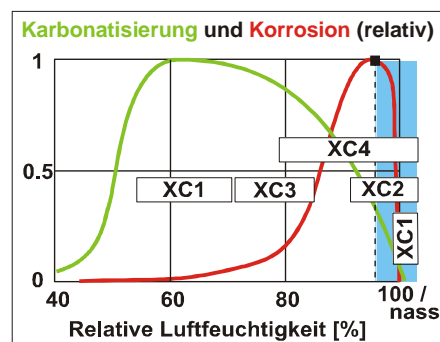


**Abb. 6** Eigenkorrosionsgeschwindigkeit  $i_{mi-A}$  und Gesamtkorrosionsgeschwindigkeit  $i_{tot}$  im kurzgeschlossenen Makroelement (A+C), aufgeteilt in die prozentualen Anteile  $i_{mi-A+C}$  (Eigenkorrosion) und  $i_g$  (Makroelementkorrosion) bei einer relativen Luftfeuchtigkeit von knapp 100% [Revert 2018, 2019]. Für die Herstellung der Prüfkörper xx-1 und xx-2 wurden je eine Hälfte einer grösseren Probe verwendet (xx-1: untere Hälfte, xx-2: obere Hälfte). Links: Verhältnis C/A: 1.6, rechts: Verhältnis C/A: 5.0. Korrosionsgeschwindigkeiten über der gestrichelten roten Linie werden als hoch bewertet [Revert 2018].



**Abb. 7** Beziehung zwischen der beschleunigenden Wirkung des Makroelementes (Verhältnis Makroelement- zu Eigenkorrosionsrate) und dem Flächenverhältnis Kathode zu Anode C/A. Daten aus [Revert 2018].

Die Abhängigkeit der Karbonatisierungs- und Korrosionsgeschwindigkeit von der relativen Luftfeuchtigkeit ist in **Abb. 8** schematisch dargestellt. In diesem Bild sind auch die Bereiche für die Expositionsklassen XC1 bis XC4 gemäss SIA 262 eingetragen. Besonders gefährdet sind Ecken, Kanten, Wasserläufe, Abtropfbereiche von Bauteilen oder auch Bauteile mit geringen Abmessungen und stark bewehrte Bauteile (z.B. Stützen).



**Abb. 8** Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit auf die Karbonatisierungs- und Korrosionsgeschwindigkeit (Eigenkorrosion) (schematisch) [Hunkeler 1994, 1998].

Expositionsklassen:

XC1: trocken oder ständig nass

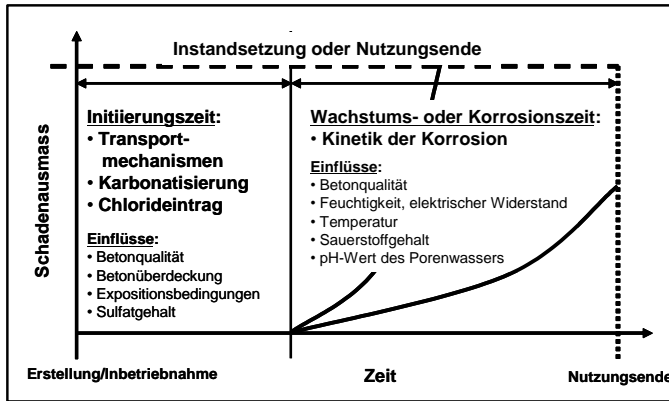
XC2: nass, selten trocken

XC3: mässige Feuchte

XC4: wechselnd nass und trocken

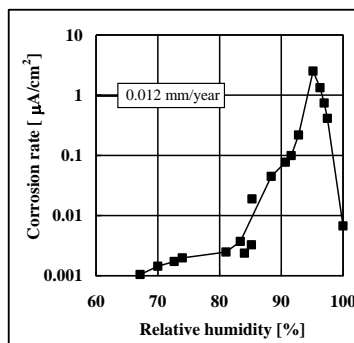
Hat die Karbonatisierungsfrent die Bewehrung (pH-Wert auf Höhe der Bewehrung unter ca. 11.5 [Hunkeler 1994]) erreicht, kann diese, je nach Gegebenheiten, zu korrodieren beginnen. Mit dem Fortschreiten der Korrosion entwickeln sich immer mehr Korrosionsprodukte im Bereich der Bewehrung, die zunächst zu Rissen, später dann zu Abplatzungen führen und so die Nutzungsdauer limitieren oder eine Instandsetzung nötig machen können (**Abb. 9**). Diese Thematik wurde im Rahmen eines früheren Forschungsprojektes behandelt [Hunkeler 2006].

In den letzten 15 Jahren haben sich der Zement- und Betonmarkt erheblich verändert. Es wurden neue Zemente mit einem tieferen Klinkergehalt auf den Markt gebracht. Bei den neuen Zementen fehlen langfristige Erfahrungen wie auch Vergleiche mit dem bisherigen Hauptzement CEM I. Aussagekräftige Vergleiche mit dem Verhalten der alten Betone sind daher nicht möglich. Zunehmend kommen auch Recyclingbetone zum Einsatz. Mit diesen Veränderungen ist es schwierig geworden, den Karbonatisierungswiderstand von Betonen zu beurteilen.

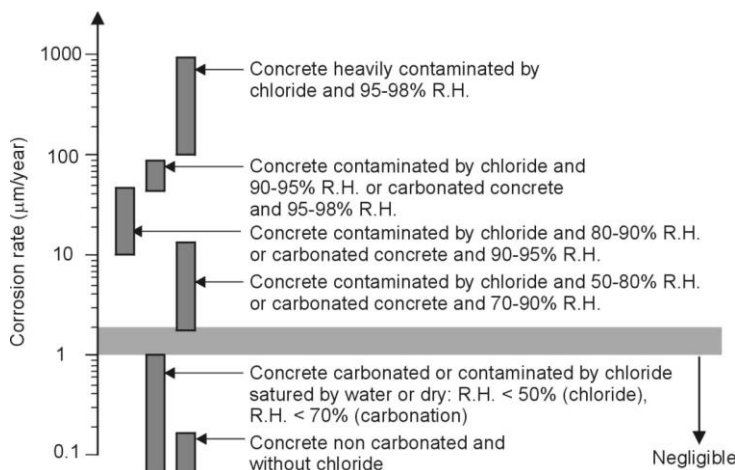


**Abb. 9** Zeitliche Entwicklung des Schadenausmasses: Die Initiierungsphase wird stark durch die Betonqualität (Zusammensetzung, Dichtigkeit) und die Überdeckung der Bewehrung beeinflusst. Die Korrosionsphase ist demgegenüber wesentlich vom elektrischen Betonwiderstand geprägt. Dieser ist seinerseits neben der Betonqualität wesentlich von der Betonfeuchtigkeit und Betontemperatur abhängig [Hunkeler 2006].

Der Zusammenhang zwischen der Abtragsrate der Bewehrung (Korrosionsgeschwindigkeit) und der relativen Luftfeuchtigkeit wurde verschiedentlich untersucht (**Abb. 10**). Allerdings wurden dafür meist Betone oder Mörtel mit CEM I und teilweise sehr hohen w/z-Werten verwendet, so dass allgemeine Aussagen kaum möglich sind. Eine Zusammenfassung der Erkenntnisse ist in **Abb. 11** gezeigt. Anzumerken ist, dass bei den gezeigten Ergebnissen der Einfluss der Makroelementbildung nicht berücksichtigt wurde.



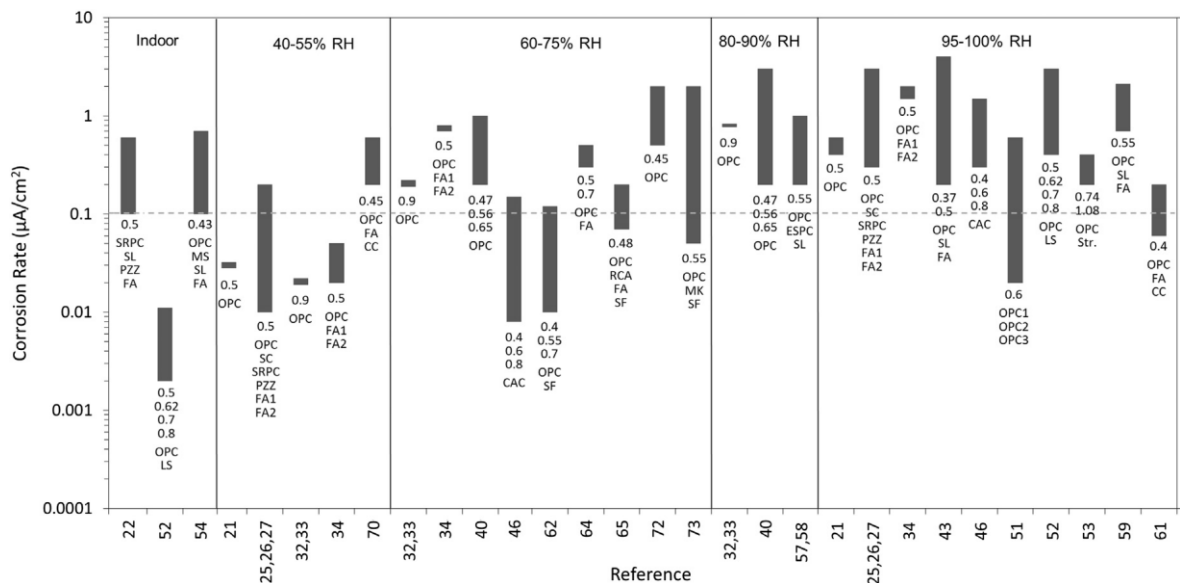
**Abb. 10** Korrosionsgeschwindigkeit (Eigenkorrosion) von Stahl in karbonatisiertem Mörtel (w/z 0.90) in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchtigkeit [Hunkeler 2005]. Daten von [Parrott 1990, Tutti 1980]. 1 µA/cm<sup>2</sup> entspricht ca. 12 µm/Jahr.



**Abb. 11** Einfluss der Karbonatisierung, der Chloridbelastung und der relativen Luftfeuchtigkeit auf die Abtragsrate (Eigenkorrosion) [Andrade 1988].



In einer kürzlich publizierten Übersichtsarbeit haben Stefanoni et al. [Stefanoni 2018a] die Untersuchungen zu den Einflüssen auf die Korrosionsgeschwindigkeit in karbonatisiertem Beton zusammengestellt und kritisch analysiert. Die **Abb. 12** zeigt die, selbst bei gleichartiger Exposition, grosse Bandbreite der Werte. Die Korrosionsgeschwindigkeiten liegen zwischen 0.02 und 20  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  (0.24 bis 240  $\mu\text{m}/\text{Jahr}$ ) und sind u.a. vom w/z-Wert und von der Betonzusammensetzung abhängig. Nach ihrer Analyse beträgt der Mittelwert für die „minimale“ Korrosionsgeschwindigkeit 1  $\mu\text{m}/\text{Jahr}$ , jener für die „maximale“ Korrosionsgeschwindigkeit 24  $\mu\text{m}/\text{Jahr}$ .



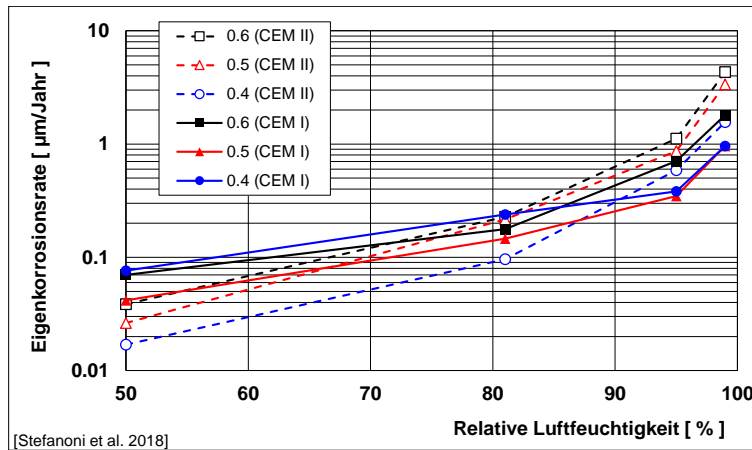
**Abb. 12** Einfluss der Exposition auf die Korrosionsgeschwindigkeit (Eigenkorrosion) von Stahl im karbonatisierten Beton [Stefanoni 2018a]. 1  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  entspricht ca. 12  $\mu\text{m}/\text{Jahr}$ .

In neueren Arbeiten der ETH Zürich wurden mit einer speziellen Probengeometrie mit sehr dünnen Drähten die Korrosionsgeschwindigkeit in karbonatisiertem Mörtel (w/z 0.40, 0.50 und 0.60) mit den Zementen CEM I und CEM II/B-M (T-LL) untersucht [Stefanoni 2016, 2017a,b, 2018b]. Die Ergebnisse zeigen bei feuchten bzw. nassen Bedingungen eine höhere Korrosionsgeschwindigkeit (Eigenkorrosionsrate) der Mörtel mit dem CEM II/B-M (T-LL) als jene mit dem CEM I (**Tab. 4, Abb. 13**). Unter einer relativen Luftfeuchtigkeit von 80% liegt die Eigenkorrosionsrate unter etwa 0.2  $\mu\text{m}/\text{Jahr}$ .

**Tab. 4** Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit auf die Eigenkorrosionsrate. Mittelwert pro Zementart umgerechnet von  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ . Daten von [Stefanoni 2017b und 2018b].

Exposition	Eigenkorrosionsrate, $\mu\text{m}/\text{Jahr}$ (gerundet)		
	CEM I	CEM II/B-M (T-LL)	Verhältnis <sup>1)</sup> CEM II/B-M (T-LL) / CEM I
50% RL	0.06	0.03	0.4
81% RL	0.19	0.18	1.0
95% RL	0.48	0.86	1.5
99% RL	1.24	3.08	2.5
Nass	7.7	14.2	1.8

<sup>1)</sup> Berechnet mit den Originalwerten in  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ .

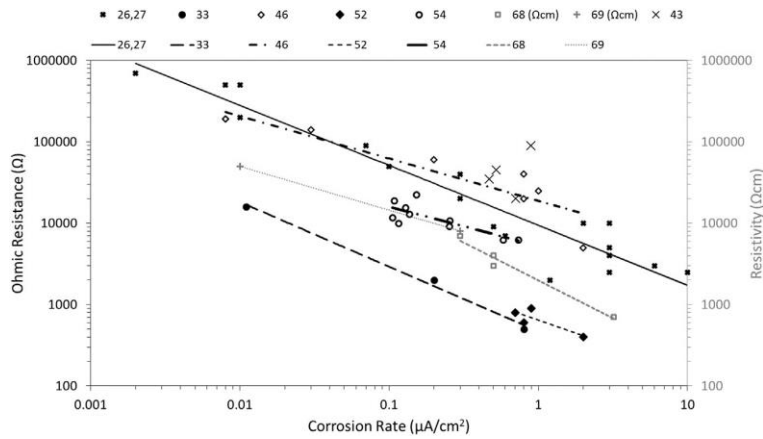


**Abb. 13** Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit auf die Eigenkorrosionsrate: Daten von [Stefanoni 2018b].

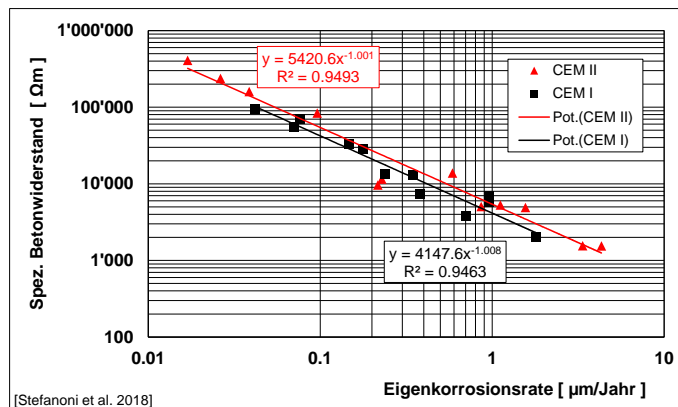
Viele Untersuchungen wurden zum Einfluss des elektrischen Betonwiderstandes (Mass für die Betonfeuchtigkeit) auf die Korrosionsgeschwindigkeit durchgeführt. Bei mittleren bis hohen Betonwiderständen (niedrige bis mittlere Betonleitfähigkeit bzw. Betonfeuchtigkeit) ist die Korrosionsgeschwindigkeit umgekehrt proportional zum Betonwiderstand bzw. proportional zur Betonleitfähigkeit. **Tab. 5** zeigt eine alte, aber auch heute noch oft verwendete Basis für die Beurteilung der Korrosion. Eine ähnliche Klassierung wurde auch von anderen Autoren vorgeschlagen [Langford 1987, Broomfield 2007, Hornbostel 2013, 2016]. Die **Abb. 14** mit den Ergebnissen der Auswertung von Literaturdaten [Stefanoni 2018a] zeigt die grosse Bandbreite der an Mörteln und Betonen gemessenen Korrosionsgeschwindigkeiten. Bei einzelnen Untersuchungen ist durchaus ein klarer Zusammenhang vorhanden, wie aus **Abb. 15** hervorgeht. Die Steigung bei beiden Zementarten beträgt ziemlich genau -1. Dies bedeutet, dass die Korrosionsrate umgekehrt proportional zum spez. elektrischen Betonwiderstand bzw. direkt proportional zur spez. elektrischen Betonleitfähigkeit ist. Die Lage der Geraden ist wohl abhängig vom untersuchten Material und vom experimentellen Setup. Die Abbildungen machen deutlich, dass der Betonwiderstand nur grobe Hinweise auf die Korrosionsgeschwindigkeit geben kann. Besser geeignet wäre die Wassersättigung des Betons [Stefanoni 2018b]. Nachteilig ist, dass diese Grösse von der Zusammensetzung bzw. vom spez. elektrischen Widerstand des Porenwasser abhängig ist und im Labor nur mit grossem Aufwand und vor Ort kaum zu bestimmen ist. So müsste z.B. die Alterung des Zementsteins und die Karbonatisierung berücksichtigt werden (siehe z.B. [Auroy 2016]).

**Tab. 5** Einfluss des Betonwiderstandes auf die Eigenkorrosionsrate von Stahl im karbonatisierten Beton [Andrade 2004, Warkus 2012].

Spez. elektr. Betonwiderstand, $\Omega\text{m}$	Korrosionsgeschwindigkeit		
	$\mu\text{A}/\text{cm}^2$	$\mu\text{m}/\text{Jahr}$	Beurteilung
< 100	> 1.0	> 12	sehr hoch
100 – 500	0.5 – 1.0	6 - 12	hoch
500 – 1000	0.1 – 0.5	0.6 - 6	niedrig bis moderat
> 1000	< 0.1	< 1.2	niedrig



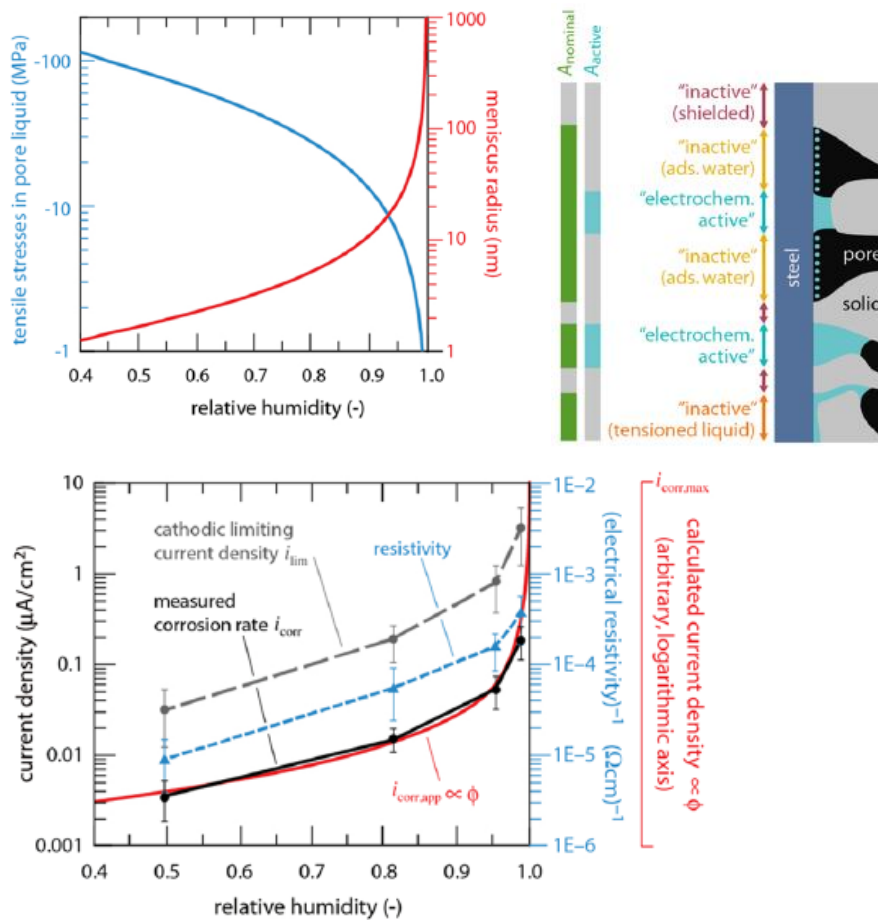
**Abb. 14** Zusammenhang zwischen dem elektrischen Betonwiderstand und der Abtragsrate [Stefanoni 2018a].



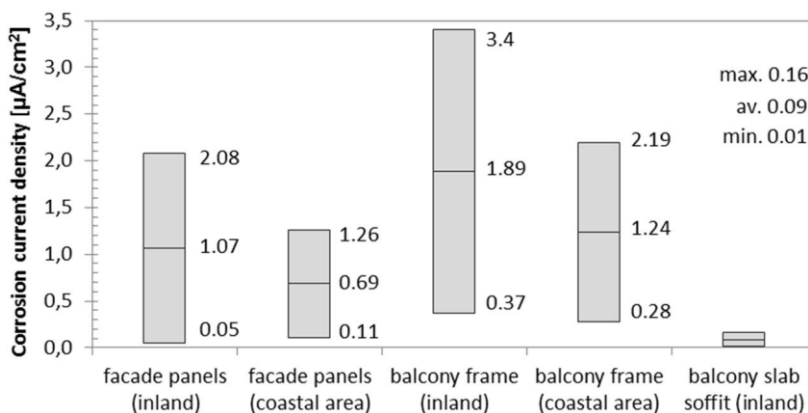
**Abb. 15** Zusammenhang zwischen dem spez. elektrischen Betonwiderstand und der Eigenkorrosionsrate. Daten von [Stefanoni 2018b]. Die Steigung bei beiden Zementarten beträgt ziemlich genau -1.

Stefanoni et al. [Stefanoni 2018b] konnten zeigen, dass ihre Ergebnisse zum Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit auf die Korrosionsgeschwindigkeit sich mit der Theorie der Kapillarkondensation und unter Berücksichtigung des korrosionsaktiven Flächenanteils beschreiben lassen (**Abb. 16**).

Es gibt nur wenige publizierte Ergebnisse von Felduntersuchungen zur Abtragsrate der Bewehrung im karbonatisierten Beton. Von der finnischen Universität Tampere wurden in den letzten Jahren sehr umfangreiche Untersuchungen an Fassaden und Balkonen von Wohngebäuden durchgeführt. Schäden an den in den 1960er bis 1980er Jahre gebauten Gebäuden wurden nicht nur wegen der Bewehrungskorrosion verursacht, sondern auch wegen der ungenügenden Frostbeständigkeit des Betons [Lahdensivu 2012, 2013a,b, Pakkala 2014]. In der daran anschließenden Arbeit lag der Schwerpunkt bei der Korrosion [Köliö 2014, 2015, 2016, 2017]. Die gemessenen Korrosionsgeschwindigkeiten zeigten starke saisonale Schwankungen. Bei den bewitterten Bauteilen lagen die höchsten monatlichen Werte  $>3 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  ( $>35 \mu\text{m}/\text{Jahr}$ ) (**Abb. 17**). Unter unbewitterten Verhältnissen (balcony slab soffit) lag der maximale Abtrag  $<2 \mu\text{m}/\text{Jahr}$ .



**Abb. 16** Grundlegende Aspekte zur Modellierung der Korrosionsgeschwindigkeit gemäss [Stefanoni 2018b]. Oben links: Zusammenhang zwischen Oberflächenspannung in den Poren und Radius der mit Wasser gefüllten Poren von der relativen Luftfeuchtigkeit. Oben rechts: Schematische Darstellung der korrosionsaktiven Stahloberfläche in porösen Medien wie Beton. Unten links: kathodische Grenzstromdichte, Korrosionsgeschwindigkeit (gemessen und berechnet) und reziproker spezifischer elektrischer Betonwiderstand (= Leitfähigkeit) in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchtigkeit.



**Abb. 17** Korrosionsgeschwindigkeit bei Fassaden, Balkonelementen im Inland und in Küstennähe in Finnland [Köliö 2016]. 1 µA/cm² entspricht ca. 12 µm/Jahr.

In ihrer Arbeit haben Köliö et al. [Köliö 2015, 2016] auch den Zusammenhang zwischen Abtrag und Rissbildung untersucht. Aus den Ergebnissen errechneten sie einen mittleren kritischen Abtrag für die Bildung von Rissen von 67.5  $\mu\text{m}$ .

In einer früheren Arbeit [Hunkeler 2006] wurden die Einflüsse, die das Risiko von Abplatzungen infolge Bewehrungskorrosion beeinflussen, analysiert. Die neuen Resultate von Köliö et al. [Köliö 2015, 2016] lassen sich gut in die damals erarbeiteten Zusammenhänge einbetten (**Abb. 18**). Köliö [Köliö 2016] hat abgeschätzt, dass bei bewitterten Bauteilen die Korrosionszeit, bis der für die Rissbildung kritische Abtrag unter den üblichen finnischen Expositionsbedingungen erreicht ist, lediglich 2 bis 8 Jahre beträgt. Für unbewitterte Bauteile (XC3) liegen die entsprechenden Werte zwischen 80 und 200 Jahren.

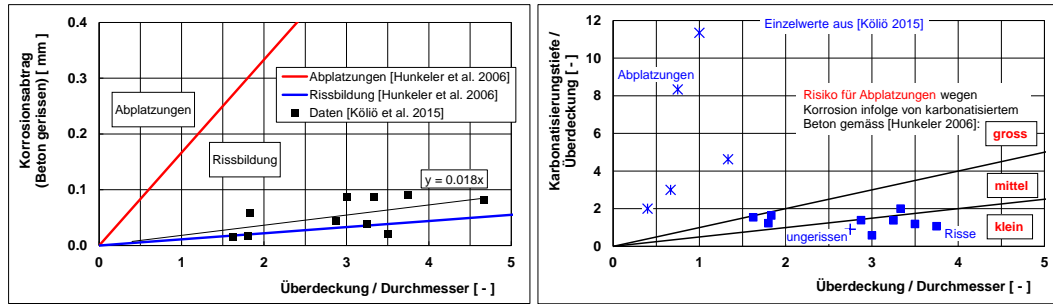
Der in **Abb. 11** gemachte Hinweis, dass Abtragsraten unter 1  $\mu\text{m}/\text{Jahr}$  vernachlässigbar sind, gilt nicht allgemein. Wie aus **Abb. 18** hervorgeht, spielen verschiedene Parameter eine Rolle. Entscheidend ist auch die Nutzungsdauer.

In einer früheren Arbeit [Hunkeler 2006] wurde das Risiko von Betonabplatzungen infolge Bewehrungskorrosion untersucht. Es hat sich gezeigt, dass das Verhältnis der Überdeckung zum Durchmesser der Bewehrung und das Verhältnis der Karbonatisierungstiefe zur Überdeckung wichtige Parameter sind. Weist die Bewehrung mit einem Durchmesser von 10 mm eine normkonforme Betonüberdeckung von 35 mm auf, ist das Verhältnis Überdeckung zum Durchmesser der Bewehrung 3.5. Unter diesen Umständen beträgt der für die Rissbildung nötige Korrosionsabtrag 40 bis über 60  $\mu\text{m}$  (**Abb. 18**, links), für Abplatzungen wäre ein Abtrag von über 500  $\mu\text{m}$ , d.h. ca. das Zehnfache nötig. Gemäss **Abb. 18** (rechts) ist unter diesen Bedingungen mit einem mittleren Abplatzrisiko zu rechnen, wenn die Karbonatisierungstiefe Werte zwischen 50 und 60 mm erreicht. Nimmt man eine mittlere Abtragsrate von 1  $\mu\text{m}/\text{Jahr}$  an, was gemäss **Abb. 13** ein recht hoher Wert ist, so müsste nach 40 Jahren mit Rissen gerechnet werden. Die Zeit bis zu einem mittleren Abplatzrisiko ist wesentlich länger (Zeit für Karbonatisierung und Korrosion). Mit zunehmendem Bewehrungsdurchmesser wird, bei gleichbleibender Überdeckung, die Zeit bis zur Bildung von Rissen und Abplatzungen kürzer.

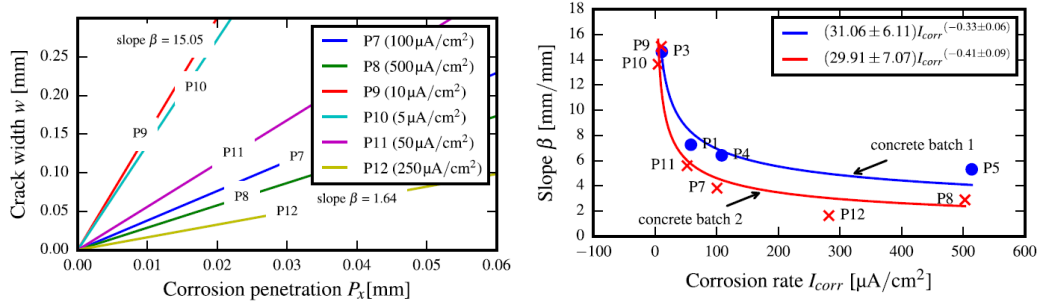
Eine neuere Arbeit [Fischer 2012] bestätigt die Ergebnisse in [Hunkeler 2006]. Der kritische Abtrag für Rissbildung liegt, je nach Randbedingungen (Durchmessung und Überdeckung der Bewehrung, Art der Bewehrung), zwischen 30 und 60  $\mu\text{m}$ . In der Arbeit von [Fischer 2012] konnte auch gezeigt werden, dass dieser Wert erheblich von der Korrosionsgeschwindigkeit abhängig ist. Je höher die Korrosionsrate ist, umso weniger Zeit steht für die Abwanderung von Rost in die Poren des den Stahl umgebenden Betons zur Verfügung, und umso kleiner ist der kritische Korrosionsabtrag.

In anderen Arbeiten (z.B. [Alonso 1998, Pedrosa 2017]) wurde der umgekehrte Zusammenhang gefunden. Eine Rissbreite  $w$  von 0.10 mm wird gemäss **Abb. 19** bei einem Wert für  $\beta$  von 15 mm/mm (tiefste Korrosionsgeschwindigkeiten) bereits bei einem Abtrag von lediglich ca. 7  $\mu\text{m}$  erreicht. Dieser Wert erscheint unrealistisch tief. Die in **Abb. 19** gezeigten Ergebnisse würden bedeuten, dass bei langsamer Korrosion in der Praxis Risse früher auftreten als bei schnellerer Korrosion. Dies widerspricht der weltweiten Jahrzehnte langen Erfahrungen mit geschädigten Stahlbetonbauteilen.

Die Gründe für diese grundlegenden Widersprüche sind vielfältig, z.B. Aufbau und Anordnung des Experiments (Abmessungen der Prüfkörper, Betonzusammensetzung, etc.), Art der Polarisation (Titannetz, anderer Bewehrungsstab etc.), Vorbehandlung und Art der Korrosion (Chloride, Karbonatisierung), Wassergehalt des Betons.



**Abb. 18** Kritischer Abtrag für Rissbildung und Abplatzungen (links) und Grenzlinien für kleines, mittleres und hohes Abplatzrisiko. Zusammenfassung der Ergebnisse von [Hunkeler 2006] und [Köliö 2015].



**Abb. 19** Einfluss der Korrosionsgeschwindigkeit auf die Abhängigkeit der Rissbreite  $w$  vom Korrosionsabtrag  $P_x$  (links) und auf die Steigung  $\beta$  (rechts) [Pedrosa 2017].

In einer kürzlich publizierten Arbeit [Otiño 2019] wurden die Ergebnisse an Untersuchungen mit kleinen Prismen ( $100 \times 100 \times 200 \text{ mm}^3$ ) mit je zwei Bewehrungsstäben publiziert. Die Überdeckung der Bewehrung betrug 12, 20 und 30 mm (Verhältnis Durchmesser/Überdeckung: 0.6, 1.0 und 1.5). Der verwendete Beton mit einem Maximal Korn von ca. 13 mm und verschiedenen Bindemitteln (B) (CEM I ohne und mit Flugasche oder Hüttensandmehl) wies einen w/B-Wert von 0.60 oder 0.95 auf. Nach der beschleunigten Vorkarbonatisierung wurden die Prismen der direkten Bewitterung in Johannesburg ausgesetzt. Risse traten nach ca. 1 bis 2 Jahren auf. Die aus dem Massenverlust berechneten Werte für den kritischen Abtrag bis zur Rissbildung lagen zwischen ca. 20 und 50  $\mu\text{m}$ . Der kritische Abtrag lag bei der Bewehrungsüberdeckung von 12, 20 und 30 mm im Mittel bei ca. 23 mm, 28 und 30  $\mu\text{m}$ . Die Zusammensetzung des Bindemittels und der w/B-Wert hatten einen erkennbaren Einfluss auf den kritischen Abtrag. Auf Grund der Probengeometrie muss davon ausgegangen werden [Hunkeler 2006], dass bei den Prismen mit einer Bewehrungsüberdeckung von 20 und 30 mm der kleiner werdende Abstand zwischen den Stäben die Rissbildung beeinflusste und zu einer schicht- bzw. schalenförmigen Rissbildung führte. Die gefundenen Werte für den kritischen Abtrag sind daher eher zu tief. Die berechneten Korrosionsraten waren sehr hoch und lagen zwischen 8 und 28  $\mu\text{m}/\text{Jahr}$ . Interessant ist, dass die Abtragsrate nicht nur vom Bindemittel und dem w/B-Wert beeinflusst wird, sondern auch von der Überdeckung. Mit zunehmender Überdeckung nahm die Abtragsrate deutlich ab.

## 3 Untersuchungen

### 3.1 Betone und Prüfkörper Serie 2007

#### 3.1.1 Betonzusammensetzung

Die Prüfkörper Serie 2007 wurden Ende Oktober/anfangs November 2007 im Rahmen eines anderen Projektes hergestellt und untersucht [Hunkeler 2013a,b]. Die Zusammensetzung dieser Betone ist in der **Tab. 6** angegeben. Diese Betone haben die damals gültigen Vorgaben der schweizerischen Betonnorm für die Expositionsklasse XC4 erfüllt (SN EN 206-1:2000).

Für die Herstellung der Betone wurden runde Gesteinskörnungen aus dem schweizerischen Mittelland verwendet. Als Fliessmittel wurde Viscocrete 3082 eingesetzt (Gehalt abhängig vom Beton: ca. 0.2 bis 0.5 M.-%/Bindemittel).

Mit den Betonen wurden neben den Prismen für die Bestimmung des Karbonatisierungsverhaltens auch 10 bewehrte Betonplatten (Prüfkörper, PK) hergestellt (siehe **Kapitel 3.1.4**).

**Tab. 6** Übersicht über die untersuchten Betone. FA = Flugasche (Hydrolent); HS: Hüttensandmehl. Maximalkorn: 32 mm.

Beton	Bezeichnung der Prüfkörper	Zementart, Zusatzstoff	Zementgehalt, kg/m <sup>3</sup>	Zusatzstoffgehalt, kg/m <sup>3</sup>	w/z oder w/z <sub>eq</sub> (w/B) <sup>1) 2)</sup>
ZS3-1	01 / 01K	CEM I	300	-	0.50
ZS3-3A	02 / 02K	CEM II/B-M (V-LL)	300	-	0.50
ZS3-3B	03 / 03K	CEM II/A-LL + FA	276	Hydrolent, 24 (FA/Zem: 8.7 %)	0.50 (0.48)
ZS3-4A	04 / 04K	CEM III/B	300	-	0.50
ZS3-4B	05 / 05K	CEM I + HS	240	Hüttensand HS, 60 (HS/Zem: 25.0 %)	0.50 (0.46)

1) k-Werte: 0.40 für FA und 0.60 für HS.

2) w/B: Wasser-Bindemittel-Wert. Bindemittel: Gesamtgehalt an Zement und Zusatzstoffen.

#### 3.1.2 Frischbetoneigenschaften

Die Frischbetoneigenschaften wurden mit den Prüfungen gemäss **Tab. 7** untersucht. Ergänzend dazu wurden die Luft- und die Betontemperatur gemessen. Die Ergebnisse sind in der **Tab. 8** zusammengestellt.

**Tab. 7** Frischbetonprüfungen

Eigenschaft	Prüfnorm
Konsistenz (Ausbreitmass)	SN EN 12340-5
Rohdichte	SN EN 12350-6
Luftgehalt	SN EN 12350-7

**Tab. 8** Angaben zu den Betonen der Prüfkörper Serie 2007.

Prüfkörper	Herstellung	w/z oder w/z <sub>eq</sub> (w/B)	Temperatur, °C		Luft, Vol.-%]	Konsistenz	
			Luft	Beton		mm	Klasse
01 / 01K	30.10.2007	0.50	20.4	21.7	1.0	480	F3
02 / 02K	02.11.2007	0.50	19.8	20.4	0.9	460	F3
03 / 03K	02.11.2007	0.50 (0.48)	19.9	21.5	0.8	450	F3
04 / 04K	06.11.2007	0.50	20.0	20.5	1.1	470	F3
05 / 05K	06.11.2007	0.50 (0.46)	19.8	20.7	0.8	440	F3

1) w/B: Wasser-Bindemittel-Wert. Bindemittel: Gesamtgehalt an Zement und Zusatzstoffen.

### 3.1.3 Festbetoneigenschaften

In der **Tab. 9** sind die durchgeführten Festbetonprüfungen aufgeführt. Die Festbetoneigenschaften sind in den nachfolgenden Tabellen angegeben. Die Druckfestigkeit wurde damals nicht bestimmt. Die Ergebnisse der Prüfungen nach 10 Jahren werden im **Kapitel 5.5** behandelt.

**Tab. 9** Festbetonprüfungen

Parameter	Prüfung
Wasserleitfähigkeit und Porenkennwerte	SIA 262/1 Prüfung A
Frostbeständigkeit FS	SIA 162/1, Prüfung Nr. 7
Gaspermeabilität	Prüfung gemäss CEMBUREAU-Methode nach 28 Tagen
Ca <sup>2+</sup> -Gehaltes	Ionenchromatografie im Alter von 28 und ca. 180 Tagen
Ca(OH) <sub>2</sub> -Gehalt	Thermogravimetrie im Alter von 28 und ca. 180 Tagen sowie nach 10 Jahren
CaCO <sub>3</sub> -Gehalt	Thermogravimetrie im Alter von 10 Jahren.
pH-Wert des Porenwassers	Messung an Suspensionen gemäss Verfahren der TFB AG
Karbonatisierungswiderstand	Schnellkarbonatisierung bei 100% CO <sub>2</sub> in Anlehnung an das im Cementbulletin 8/1988 beschriebene Verfahren [CB 1988].
Korrosion	Prüfungen an den bewehrten Prüfkörpern (siehe <b>Kapitel 6</b> ) nach Auslagerung im Schwindraum, Stevenson-Screen und Klimakammer. Letzte Messung im Alter von 10 Jahren.

**Tab. 10** Festbetoneigenschaften (Wasserleitfähigkeit, Porenkennwerte und Frostbeständigkeit (FS) sowie Gaspermeabilität) der Betone der „alten“ Prüfkörper Serie 2007.

Prüfkörper	Hydratationsporen U <sub>E</sub> , Vol.-%	Gesamtporosität n, Vol.-%	Luftporengehalt LP, Vol.-%]	Wasserleitfähigkeit q <sub>w</sub> , g/(m <sup>2</sup> h)	FS nach SIA 162/1, Nr. 7		Gaspermeabilität K <sub>j</sub> , m <sup>2</sup> x 10 <sup>-17</sup>
					[-]	Beurteilung	
01 / 01K	10.4	11.7	1.3	4.1	1.4	mittel	7.6
02 / 02K	10.9	11.8	0.8	3.4	1.2	mittel	3.8
03 / 03K	9.7	10.8	1.1	3.4	1.5	mittel	3.3
04 / 04K	9.8	10.6	0.8	3	1.3	mittel	19.2
05 / 05K	9.3	9.9	0.6	2.3	1.2	mittel	8.6



**Tab. 11** Ergebnisse der chemischen Analysen der Betone der Prüfkörper Serie 2007

Prüfkörper	K <sub>2</sub> O [%]		Na <sub>2</sub> O [%]		Na <sub>2</sub> O Äq. [%]		Kalzium, Ca [%]		Ca(OH) <sub>2</sub> [%]	
	28d	182d	28d	182d	28d	182d	28d	182d	28d	182d
01 / 01K	0.102	0.085	0.015	0.016	0.08	0.07	1.43	1.87	3.6	2.5
02 / 02K	0.070	0.121	0.018	0.033	0.06	0.11	1.08	1.37	2.9	1.5
03 / 03K	0.055	0.105	0.014	0.028	0.05	0.10	1.11	1.68	2.6	1.9
04 / 04K	0.045	0.050	0.017	0.023	0.05	0.06	0.50	0.73	0.8	1.2
05 / 05K	0.072	0.090	0.024	0.028	0.07	0.09	0.96	1.58	2.1	1.8

### 3.1.4 Herstellung und Konditionierung der bewehrten Prüfkörper Serie 2007

Mit den Betonen gemäss **Tab. 6** wurden zwischen dem 30.10. und 06.11.2007 insgesamt zehn bewehrte Prüfkörper (PK) hergestellt. Die 350x180x120 mm grossen Prüfkörper wurden beidseitig bewehrt (**Abb. 20**). Auf der einen Seite wurde normaler Betonstahl (BS), auf der anderen Seite der nichtrostende Stahl Top12 eingebaut. Die Überdeckung wurde variiert (10, 20 und 30 mm).

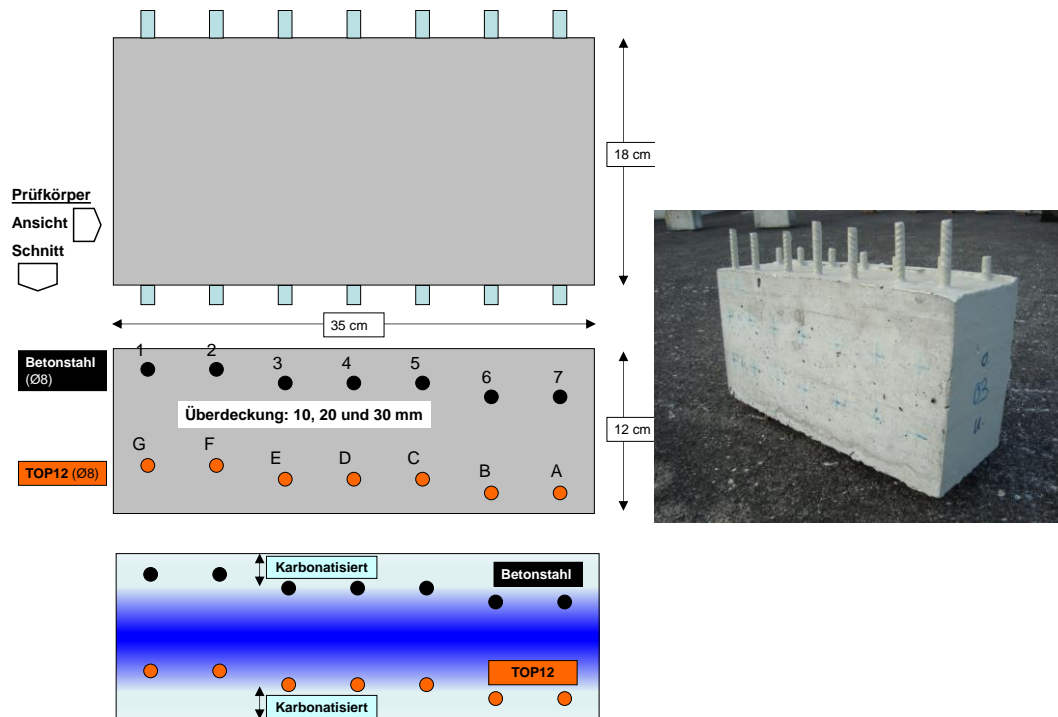
Mit der gewählten Konfiguration des Prüfkörpers sollten der Einfluss der Überdeckung, der Karbonatisierung, der Stahlqualität sowie der Einfluss der Makroelementbildung untersucht werden.

Pro Betonsorte wurden je zwei Prüfkörper hergestellt. Die zehn Prüfkörper wurden nach dem Ausschalen (i.d.R. 1 Tag) im Schwindraum (20 °C, 70% rel. Luftfeuchtigkeit) bis zur weiteren Verwendung aufbewahrt.

Fünf Prüfkörper (Serie A) wurden zunächst vorkarbonatisiert und bis zur weiteren Verwendung im Schwindraum (20 °C, 70% RL) aufbewahrt. Diese wurden mit PK01K bis PK05K bezeichnet. Die Schnellkarbonatisierung der Prismen und Prüfkörper erfolgte in Anlehnung an das im Cementbulletin 8/1988 beschriebene Verfahren: 20 °C, 60% RL, 100% CO<sub>2</sub>. Die Vorkarbonatisierung wurde beim Beton PK04 nach 62 Tagen gestoppt, bei den übrigen Prüfkörpern nach 196 Tagen. Der Zustand der Prüfkörper nach der Schnellkarbonatisierung ist in **Abb. 20** (unten) gezeigt.

Die fünf anderen, nicht schnell karbonatisierten Prüfkörper (Serie B) wurden bis zur weiteren Verwendung im Schwindraum (20 °C, 70% RL) belassen. Diese wurden mit PK01 bis PK05 bezeichnet.

Der Fortschritt der Karbonatisierung wurde an parallel zu den bewehrten Prüfkörpern ausgelagerten Prismen verfolgt. Die Karbonatisierungstiefen wurden mittels Phenolphthaleinlösung gemäss Empfehlung SIA 162/3 „Bestimmung der Karbonatisierungstiefe von Beton“ ermittelt. Wegen der grossen, nicht geplanten Anzahl an Prüfungen war das Probematerial vor Versuchsende aufgebraucht. Daher mussten die abschliessenden Prüfungen an kleinen Bohrkernen (Ø ca. 20 mm), die aus den bewehrten Prüfkörpern entnommen wurden, durchgeführt werden. Das Ziel, eine Karbonatisierungstiefe zwischen 20 und 30 mm einzustellen, wurde nicht bei allen Betonen erreicht. Nach ca. 190 Tagen wurde die Schnellkarbonatisierung gestoppt und mit den Korrosionsmessungen begonnen.



**Abb. 20** Aufbau und Dimensionen der „alten“ Prüfkörper Serie 2007 mit normalem Betonstahl (BS) auf der einen und mit Top12 auf der anderen Seite (oben). Überdeckung: 10, 20 und 30 mm. Zustand der Prüfkörper nach der Schnellkarbonatisierung (unten).

Die Korrosionsmessungen an den bewehrten Prüfkörpern umfassten i.d.R. folgende Parameter:

- elektrischer Betonwiderstand zwischen Betonstahl und Top12 (quer zum Prüfkörper, d.h. jeweils zwischen den gegenüber liegenden Stäben), d.h. zwischen 1-G bis 7-A.
- elektrischer Betonwiderstand zwischen den jeweils benachbarten Stäben des gleichen Stahls mit gleicher Überdeckung, d.h. zwischen 1-2, 3-4, 4-5 und 6-7 bzw. A-B, C-D, D-E und F-G.
- Betonfeuchtigkeit mit dem Tramex-Gerät (kapazitive Feuchtemessung) mit je drei Punkten auf beiden Seiten.
- Gewicht der Prüfkörper.
- Potenzialmessungen an je 2 Punkten über jedem Bewehrungsstab (oben, unten).
- Spannungsdifferenz zwischen Betonstahl und Top12 (gegenüber liegende Stäbe): 1-G bis 7-A
- Stromfluss (I) zwischen Betonstahl und Top12 (gegenüber liegende Stäbe): 1-G bis 7-A.

Die erste Korrosionsmessung fand am 10.07.2008 statt, die zweite am 14.07.2008 nach einer 3-tägigen Wasserlagerung.

Danach folgte die Aussenlagerung. Alle Prismen und Prüfkörper wurden dazu in einen speziell konstruierten Behälter (Stevenson-Screen, SC) transferiert (**Abb. 21**). Der Behälter erfüllt die Anforderungen von Anhang B der EN 12390-10 [CEN 2018b]. Er ist so konstruiert, dass er eine gute Luftzirkulation gewährleistet und die im Behälter gelagerten Prüfkörper auch bei starkem Wind vollständig vor Regen schützt. Mit diesem Behälter sollen XC3-Bedingungen nachgestellt werden.

Die Aussenlagerung im Stevenson-Screen dauerte mit Unterbrüchen vom August 2008 bis Mai 2016. Danach wurden die bewehrten Prüfkörper in die Klimakammer verlegt.

Im Sommer 2013 wurden auf beiden Seiten der Prüfkörper PK01 und 01K sowie PK04 und 04K je eine Scheibe abgeschnitten, um den Stromfluss zwischen dem BS und dem Top12

in der Klimakammer bei 20°C und variabler Luftfeuchtigkeit kontinuierlich zu messen. Der Rest der Prüfkörper wurde danach wieder in den Stevenson-Screen verlegt.

Im Sommer 2015 wurden die Prüfkörper auf der Seite mit dem Betonstahl mit einem Rand versehen, so dass eine bestimmte Wassermenge auf die liegenden Prüfkörper aufgebracht werden und das Wasser in Richtung Betonstahl vordringen konnte.

Während der Aussenlagerung wurden bei den nicht vorkarbonatisierten Prismen (Serie B) mehrmals die Karbonatisierungstiefe (KT) ermittelt.

Ab Sommer 2015 wurde ein Monitoringsystem in Betrieb genommen, mit dem die Makroelementströme kontinuierlich gemessen werden konnten. Die Messfrequenz konnte variiert werden, lag i.d.R. bei 1 Stunde.



**Abb. 21** Stevenson-Screens auf dem Dach der Garagen der TFB AG mit dem Schrank für das Monitoring (oben links) und eingelagerte Prüfkörper (oben rechts) und Blick in den Messschrank (unten).

Von 2008 bis 2018 wurden zu verschiedenen Zeiten Handmessungen durchgeführt. Im Zeitraum zwischen 2015 und 2018 wurden mit dem Monitoringsystem die Makroelementströme zwischen den Stäben aus normalem Betonstahl und den zusammengefassten nichtrostenden Top12-Stäben kontinuierlich gemessen (i.d.R. im Stunden-Intervall). Das kontinuierliche Erfassen der Makroelementströme sollte ermöglichen, den Einfluss der klimatischen Faktoren besser zu erkennen. Die Details dazu sind im **Kapitel 3.5** beschrieben.

Nach Abschluss des ersten Projektes (Alter des Betons ca. 5½ Jahre) wurden die Karbonatisierungstiefen gemessen. Bei den nicht vorkarbonatisierten Prüfkörper lag sie zwischen 3 (PK01, CEM I) und etwa 15 mm beim PK04 (Beton mit dem CEM III/B) (**Tab. 12**). Die Karbonatisierungstiefen der vorkarbonatisierten Prüfkörper waren wesentlich grösser (**Tab. 13**).

**Tab. 12** Karbonisierungstiefen der *nicht* vorkarbonisierten Prüfkörper am 07.06.2013

Beton bzw. PK	Karbonisierungstiefe, mm		
	Seite BS	Seite Top12	Mittelwert <sup>1)</sup>
01	3.0	4.0	3.5
02	8.5	7.5	8.0
03	4.5	6.0	5.3
04	15.5	12.0	13.8
05	4.0	4.0	4.0

<sup>1)</sup> Zu genannten Messzeitpunkt war die Bildung eines Mittelwertes noch zulässig, da die Seite BS noch nicht mit Wasser beaufschlagt wurde.

**Tab. 13** Karbonisierungstiefe der vorkarbonisierten Prüfkörper am 09.07.2008 und am 07.06.2013

Beton bzw. PK	Karbonisierungstiefe, mm				
	09.07.2008 <sup>1)</sup>		07.06.2013 <sup>2)</sup>		
	Bandbreite	Mittelwert	Seite BS	Seite Top12	Mittelwert
01K	9-22	15.5	16	11-14	14.3
02K	25-33	29.0	25-30	25-30	27.5
03K	19-24	21.5	18-20	22-27	21.8
04K	20-27	23.5	22-28	24	24.5
05K	11-15	13.0	18-20	16	17.5

<sup>1)</sup> An den Prismen gemessene Werte nach der Schnellkarbonatisierung

<sup>2)</sup> An Bohrkernen ( $\varnothing$  20 mm) gemessene Werte

Anmerkung zu den Korrosionsmessungen: Grundsätzlich wäre es sehr wünschenswert gewesen, die zeitliche Entwicklung der Eigenkorrosionsrate zu verfolgen. In Anbetracht der (damaligen) grossen Unsicherheit, welches Verfahren genaue und zuverlässige Werte zu liefern vermag und da die Messung nicht kontinuierlich durchgeführt werden kann, wurde diese Methode zurückgestellt. Anstelle der Bestimmung der Eigenkorrosionsrate wurde der Makroelementstrom als Parameter für die Korrosion eingesetzt.

Mit der kontinuierlichen Messung, d.h. mit dem Monitoring des Makroelementstromes, konnte die Wirkung von variablen klimatischen Faktoren (Temperatur und relative Luftfeuchtigkeit) über die Zeit mit wenig Aufwand verfolgt werden. Dabei war klar, dass so die Eigenkorrosion nicht gemessen wird und auch, dass der gemessene Makroelementstrom von der Konfiguration des Makroelementes abhängig ist.

Im Vergleich zu realen Bauteilen sind im hier verwendeten Prüfkörper die Abstände zwischen den Bewehrungsstäben (40 mm) und den Bewehrungslagen (64 mm) erheblich kleiner, der Bewehrungsgehalt damit deutlich höher. Korrodiert ein einzelner Stab (z.B. die Eckbewehrung mit der Überdeckung von 10 mm) und verhalten sich alle anderen Stäbe (6 oben, 7 unten) kathodisch, so ergibt dies ein Flächenverhältnis Kathode zu Anode von 13.

In realen Bauteilen mit je einer Netzbewehrung auf der Ober- und Unterseite des Bauteils befinden sich, ohne Berücksichtigung der Bewehrungsdurchmesser, über die Breite von 35 cm bei einer Maschenweite von 100 mm etwa 10, bei einer Maschenweite von 150 mm etwa 5 und bei einer Maschenweite von 200 mm etwa 3 Stäbe im gegebenen Volumen.

Diese Abschätzung zeigt, dass die für diese Studie gewählte Konfiguration eher etwas stärker ist als jene, die in der Praxis vorkommt und damit auf der sicheren Seite liegt.

### 3.1.5 Chemische Analysen

Nach Abschluss der Messungen im Sommer 2018 wurden drei der fünf bewehrten Prüfkörper zerstört. Dabei wurde Probenmaterial entnommen, um den pH-Wert des Porenwassers sowie den  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ - und  $\text{CaCO}_3$ -Gehalt zu bestimmen (Prüfverfahren siehe **Tab. 9**).

## 3.2 Betone und Prüfkörper Serie 2016

### 3.2.1 Betonzusammensetzung

Für die Untersuchungen wurden acht verschiedene Betone mit w/z-Werten zwischen 0.45 und 0.60 und vier verschiedenen Zementen (Z1 bis Z4) ausgewählt. Die Zusammensetzung der Betone geht aus der **Tab. 14** hervor. Der Beton Z3-1 kann als repräsentativ für viele Betonbauten, die in den letzten 30 Jahren in der Schweiz gebaut wurden, betrachtet werden. Der Beton Z4-1 mit dem Zement CEM II/B-LL wird in der Schweiz erst seit wenigen Jahren eingesetzt.

Die Betone und die Prüfkörper der Serie 2016 wurden im Juli 2015 hergestellt (**Abb. 22**). Wegen der grossen Anzahl an Prüfkörpern war ein Betonvolumen von 150 Litern erforderlich.



**Abb. 22** Herstellung der Prüfkörper Serie 2016.

Wegen eines Fehlers mussten die bewehrten Prüfkörper im Juni 2016 noch einmal hergestellt und vorkonditioniert werden. Diese werden mit dem zusätzlichen Buchstaben W gekennzeichnet. Neben den bewehrten Prüfkörpern wurden zusätzlich auch die Prismen für die Bestimmung des Karbonatisierungswiderstandes gemäss SIA 262/1, Anhang I, hergestellt.

**Tab. 14** Übersicht über die untersuchten Betone. Maximalkorn: 32 mm.

Beton	Bezeichnung der Prüfkörper		Zement		w/z-Wert
	Juli 2015	Juni 2016	Art	Gehalt, $\text{kg/m}^3$	
Z1-1	Z1-1	WZ1-1	CEM II/B-M (T-LL)	280	0.60
Z1-2	Z1-2	WZ1-2	CEM II/B-M (T-LL)	300	0.50
Z1-3	Z1-3	WZ1-3	CEM II/B-M (T-LL)	320	0.45
Z2-1	Z2-1	WZ2-1	CEM III/B	280	0.60
Z2-2	Z2-2	WZ2-2	CEM III/B	300	0.50
Z2-3	Z2-3	WZ2-3	CEM III/B	320	0.45
Z3-1	Z3-1	WZ3-1	CEM I	300	0.55
Z4-1	Z4-1	WZ4-1	CEM II/B-LL	300	0.50

Die Prismen für die langjährige Auslagerung an den Standorten Wildegg, Horw und Visp wurden mit den Zusatzbuchstaben W, H und V und einer laufenden Nummer bezeichnet (z.B. Z2-2-V2). Die Bezeichnung wurde auf metallischen Platten eingraviert und diese auf die Prismen geschraubt.

Die Prismen für die Auslagerung im Labor bei erhöhten relativen Luftfeuchtigkeiten (RL = 80 oder 90%) wurden in analoger Art bezeichnet (z.B. Z2-2-80-1).

In einer ähnlichen Art wurden auch die bewehrten Prüfkörper (PK) bezeichnet (z.B. PK1-3). Die Bezeichnung der vorkarbonatisierten Prüfkörper wurde mit einem K ergänzt (z.B. PK1-3K).

Um die Ergebnisse des Karbonatisierungsverlaufs bei 4% CO<sub>2</sub> und hohen Luftfeuchtigkeiten abzusichern, wurden im Dezember 2016 mit den Betonen Z1-2 und Z2-3 erneut Prismen hergestellt. Die Messungen erfolgten dann aber bei einem stark reduzierten CO<sub>2</sub>-Gehalt von 0.4%.

### 3.2.2 Prüfungen

Die Frischbetoneigenschaften wurden mit den Prüfungen gemäss **Tab. 7** geprüft. Beim Festbeton wurde die Druckfestigkeit gemäss SN EN 12390-3 und der Karbonatisierungswiderstand (siehe **Kapitel 4**) ermittelt.

### 3.2.3 Frischbetoneigenschaften

Die Resultate der Frischbetonprüfungen sind in der **Tab. 15** zusammengestellt. Rohdichte, Luftgehalt und die Konsistenz lagen mehrheitlich im angestrebten Rahmen.

**Tab. 15a** Resultate der Frischbetonprüfungen (1. Herstellung Juni 2015) für die Hauptversuche

Parameter	Beton						
	Z1-1	Z1-2	Z1-3	Z2-1	Z2-2	Z2-3	
Herstellung	08.07.2015	08.07.2015	13.07.2015	13.07.2015	13.07.2015	27.07.2015	
Expositionsklasse	XC3	XC4	XD3	XC3	XC4	XD3	
Zementart	CEM II/B-M (T-LL)			CEM III/B			
Zementgehalt	kg/m <sup>3</sup>	280	300	320	280	300	320
w/z	-	0.60	0.50	0.45	0.60	0.50	0.45
FM	%/Z	0.40	0.60	0.80	0.10	0.50	0.60
Lufttemperatur	°C	17.3	22.5	19.6	20.1	21.7	18.2
Betontemperatur	°C	19.4	19.8	18.9	17.6	18.3	19.8
Rohdichte	kg/m <sup>3</sup>	2'410	2'400	2'410	2'390	2'390	2'450
Luftgehalt	Vol.-%	0.5	1.3	1.2	0.8	1.3	0.6
Konsistenz							
Ausbreitmass	mm	520	430	480	480	470	610
Klasse	-	F4	F3	F3	F3	F3	F5

**Tab. 15b** Fortsetzung von **Tab. 15a**

Parameter	Beton		
	Z3-1	Z4-1	
Herstellung	27.07.2015	27.07.2015	
Expositionsklasse	XC3/XC4	XC4	
Zementart	CEM I	CEM II/B-LL	
Zementgehalt	kg/m <sup>3</sup>	300	300
w/z	-	0.55	0.50
FM	%/Z	0.00	0.20
Lufttemperatur	°C	18.2	18.8
Betontemperatur	°C	17.9	17.4
Rohdichte	kg/m <sup>3</sup>	2'410	2'410
Luftgehalt	Vol.-%	0.7	1.2
Konsistenz			
Ausbreitmass	mm	450	420
Klasse	-	F3	F3

**Tab. 16a** Resultate der Frischbetonprüfungen (2. Herstellung Juli 2016) für die Hauptversuche

Parameter	Beton						
	WZ1-1	WZ1-2	WZ1-3	WZ2-1	WZ2-2	WZ2-3	
Herstellung	14.06.2016	14.06.2016	14.06.2016	21.06.2016	21.06.2016	21.06.2016	
Expositionsklasse	XC3	XC4	XD3	XC3	XC4	XD3	
Zementart	CEM II/B-M (T-LL)			CEM III/B			
Zementgehalt	kg/m <sup>3</sup>	280	300	320	280	300	320
w/z	-	0.60	0.50	0.45	0.60	0.50	0.45
FM	%/Z	0.20	0.20	0.60	0.00	0.70	0.70
Lufttemperatur	°C	20.2	19.7	19.8	20.1	20.2	20.2
Betontemperatur	°C	21.8	21.7	21.5	20.5	21.0	21.0
Rohdichte	kg/m <sup>3</sup>	2'400	2'390	2'420	2'410	2'420	2'400
Luftgehalt	Vol.-%	1.2	1.2	1.6	0.8	1.5	1.7
Konsistenz							
Ausbreitmass	mm	520	430	480	480	480	540
Klasse	-	F4	F3	F3	F3	F3	F4

**Tab. 16b** Fortsetzung von **Tab. 16a**

Parameter	Beton		
	WZ3-1	WZ4-1	
Herstellung	28.06.2016	28.06.2016	
Expositionsklasse	XC3/XC4	XC4	
Zementart	CEM I	CEM II/B-LL	
Zementgehalt	kg/m <sup>3</sup>	300	300
w/z	-	0.55	0.50
FM	%/Z	0.00	0.10
Lufttemperatur	°C	21.4	21.5
Betontemperatur	°C	21.5	22.1
Rohdichte	kg/m <sup>3</sup>	2'410	2'420
Luftgehalt	Vol.-%	0.8	1.2
Konsistenz			
Ausbreitmass	mm	480	430
Klasse	-	F3	F3

**Tab. 17** Resultate der Frischbetonprüfungen der Betone für die Karbonatisierungsprüfungen bei höheren Luftfeuchtigkeiten (3. Herstellung)

Parameter	Beton		
	W2Z1-2	W2Z2-3	
Herstellung	14.12.2016	14.12.2016	
Expositionsklasse	XC4	XD3	
Zementart	CEM II/B-M (T-LL)	CEM III/B	
Zementgehalt	kg/m <sup>3</sup>	300	320
w/z	-	0.50	0.45
FM	%/Z	0.30	0.45
Lufttemperatur	°C	20.9	17.3
Betontemperatur	°C	18.5	18.9
Rohdichte	kg/m <sup>3</sup>	2'400	2'440
Luftgehalt	Vol.-%	1.5	0.7
Konsistenz			
Ausbreitmass	mm	380	520
Klasse	-	F2	F4

### 3.2.4 Festbetoneigenschaften

Die Rohdichten und Druckfestigkeiten der Betone der 1. und 2. Herstellung sind in den **Tab. 18** und **Tab. 19** zusammengestellt, jene der 3. Herstellung in **Tab. 20**. Im Vergleich zur 1. Herstellung liegen die Rohdichte der 2. Herstellung -10% tiefer bis +15% höher, die Druckfestigkeit im Mittel 1.6 N/mm<sup>2</sup> höher (**Abb. 23**). Diese Unterschiede sind zu einem grossen Teil auf Materialstreuungen zurückzuführen. Anderen Ursachen wurde nicht nachgegangen. Auffallend ist jedoch die grosse Differenz bei der Druckfestigkeit des Beton Z3-1. Die Ursache hierfür ist nicht klar.



**Tab. 18** Rohdichte der Betone der 1. und 2. Herstellung für die Hauptversuche:

Beton	Rohdichte, kg/m <sup>3</sup>			Differenz, %
	1. Herstellung	2. Herstellung	Differenz	
Z1-1	2'430	2'410	-20	-0.8%
Z1-2	2'460	2'430	-30	-1.2%
Z1-3	2'460	2'430	-30	-1.2%
Z2-1	2'430	2410	-20	-0.8%
Z2-2	2'430	2'420	-10	-0.4%
Z2-3	2'470	2'440	-30	-1.2%
Z3-1	2'440	2'440	0	0.0%
Z4-1	2'430	2'410	-20	-0.8%
Mittelwert			-20	-0.8%
Standardabweichung			10	0.4%

**Tab. 19** 28d-Würfeldruckfestigkeit der Betone der 1. und 2. Herstellung für die Hauptversuche

Beton	Druckfestigkeit, N/mm <sup>2</sup>			Differenz, %
	1. Herstellung	2. Herstellung	Differenz	
Z1-1	36.6	34.6	-2.0	-5.5%
Z1-2	51.0	46.2	-4.8	-9.4%
Z1-3	52.9	57.2	4.3	8.1%
Z2-1	38.3	38.2	-0.1	-0.3%
Z2-2	49.0	50.4	1.4	2.9%
Z2-3	61.8	66.3	4.5	7.3%
Z3-1	43.1	49.8	6.7	15.5%
Z4-1	40.9	43.9	3.0	7.3%
Mittelwert			1.6	3.3%
Standardabweichung			3.5	7.6%

**Tab. 20** Rohdichte und 28d-Würfeldruckfestigkeit der Betone für die Karbonatisierungsprüfungen bei höheren Luftfeuchtigkeiten (3. Herstellung)

Beton	Rohdichte, kg/m <sup>3</sup>	Druckfestigkeit, N/mm <sup>2</sup>
Z1-2	2'430	47.4
Z2-3	2450	65.9

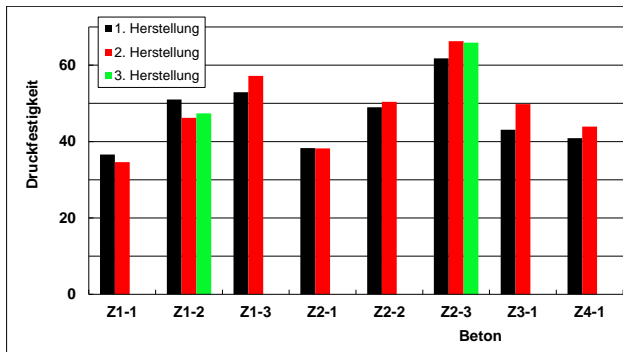


Abb. 23 28d-Druckfestigkeit der Betone der verschiedenen Herstellungstermine.

### 3.2.5 Herstellung und Konditionierung der bewehrten Prüfkörper Serie 2016

Für die neu herzustellenden Prüfkörper wurde anstelle von Top12 bei der Serie 2007 ein höher legierter nichtrostender Betonstahl verwendet (ungerippter CrNiMo-Stahl, 1.4571, Ø 10 mm) (Abb. 24). Die Überdeckung des gerippten normalen Betonstahls (Ø 10 mm) betrug 10, 20 und 30 mm, jene der als Kathode wirkenden nichtrostenden Betonstäbe 20 mm. Bei allen Prüfkörpern wurde je ein Temperatursensor in einer Tiefe von 20-30 mm eingebaut.

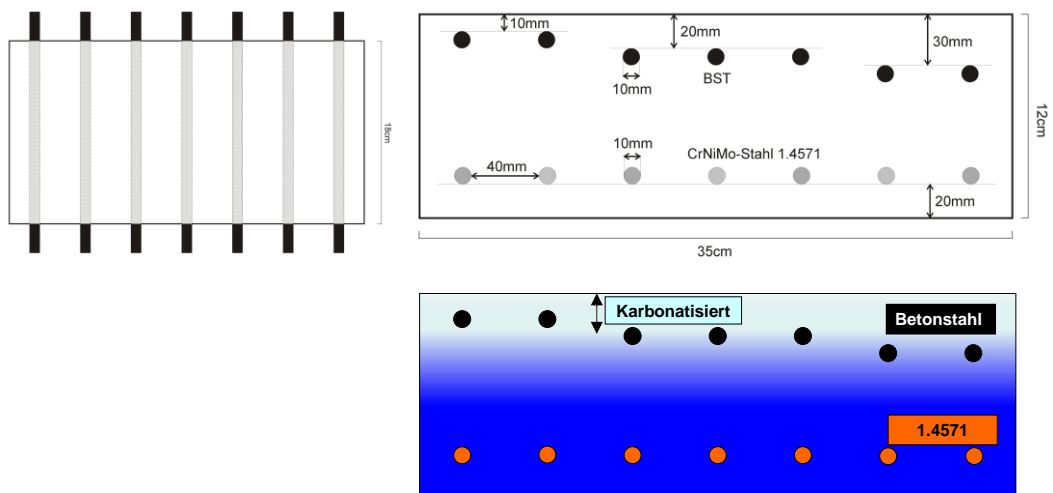


Abb. 24 Aufbau der Prüfkörper Serie 2016 (oben). Zustand der Prüfkörper nach der Schnellkarbonatisierung (unten).

Die Prüfkörper wurden zunächst 3 Tage nachbehandelt und danach bis auf die Seitenfläche mit dem normalen Betonstahl mit einer Aluminiumfolie und einer Dickbeschichtung als Schutz abgedichtet. Die Prüfkörper wurden anschliessend in der Vorlagerung vorkonditioniert und in der Schnellkarbonatisierungskammer mit 4% CO<sub>2</sub> bis in eine Tiefe von ca. 20 mm vorkarbonatisiert. Die Dauer der Vorkarbonatisierung variierte von Beton zu Beton sehr stark und lag zwischen 40 und über 400 Tagen beim Z3-1.

Die Prüfkörper der Serie 2016 weisen im Vergleich zu jenen der Serie 2007 folgende besondere Merkmale auf:

- Es wurde nur die Seite mit den Betonstählen vorkarbonatisiert. Die Tiefe der Vorkarbonatisierung ist bei allen Prüfkörper ähnlich (ca. 20 mm).
- Die Seite mit dem nichtrostenden Stahl (Kathode) blieb während der ganzen Zeit der Vorkonditionierung vor dem Austrocknen und Karbonatisieren geschützt.

- Die Prüfkörper Serie 2016 waren bei den Messungen im Stevenson-Screen und in der Klimakammer viel jünger als jene der Serie 2007. Man darf annehmen, dass die Betonfeuchtigkeit der jüngeren Prüfkörper höher war als jene der alten Prüfkörper.
- Mit dieser Art der Konditionierung sollten Bauteile nachgestellt werden, deren Bewehrung auf der Rückseite / Innenseite nicht im karbonatisierten Beton liegt und daher als stärkere Kathode wirken kann.

Nach der Vorkarbonatisierung wurde die Abdichtung der Prüfkörper entfernt und die Prüfkörper zunächst im Schwindraum zwischengelagert. Sobald alle Vorbereitungsarbeiten beendet waren (Anbringen der Randleisten, Anpassungen beim Monitoringsystem etc.), wurden die Prüfkörper für die unbewitterte Aussenlagerung in den Stevenson-Screen verlegt. Das korrosionstechnische Monitoring mit der Messung der Betontemperatur und des Stromfluss zwischen den einzelnen Betonstäben und der Gesamtheit der nichtrostenden Stähle als Kathode wurde so rasch wie möglich gestartet. Wegen der unterschiedlich langen Vorkarbonisierungsdauer variierte der Beginn der Messungen ganz erheblich.

Neben der kontinuierlichen Messung der Makroelementströme wurden auch Handmessungen durchgeführt (siehe **Kapitel 3.5**).

### 3.3 Messung der Temperatur, der relativen Luftfeuchtigkeit und des CO<sub>2</sub>-Gehaltes

Klimadaten sind seit 2005 von der nahe gelegenen privaten Wetterstation von Ruedi Bucher in Niederlenz (413 m ü.M.) verfügbar. Die Luftdistanz zwischen der TFB AG und der Wetterstation beträgt ca. 2.3 km. Neben der Temperatur und der relativen Luftfeuchtigkeit wurden diverse weitere Grössen gemessen (Luftdruck, Windstärke, Windrichtung, Regenmenge etc.) und können von der Webseite der Wetterstation (<http://www.wetterstation-niederlenz.ch/wetterarchiv.html>) heruntergeladen werden.

Seit Juni 2013 werden in einem der drei vorhandenen Stevenson-Screens auf dem Dach der Garagen der TFB AG ebenfalls die Temperatur, die relative Luftfeuchtigkeit und der Luftdruck sowie der CO<sub>2</sub>-Gehalt der Luft in einem Intervall von 2 Minuten gemessen und abgespeichert. In der Regel wurden hier die Stundenwerte verwendet. Für diese Messungen wurden folgende Komponenten eingesetzt:

- W&T, Web-Thermo-Hygrobarometer
  - Temperatursensor: Messbereich: -40°C...85°C
  - Luftfeuchtesensor: Messbereich 0..100% RL, zulässige Umgebung: 95% (nicht kondensierend)
  - Luftdrucksensor: Messbereich 10-1100 hPa
- Vaisala, CO<sub>2</sub>-Sensor 0-2000 ppm.

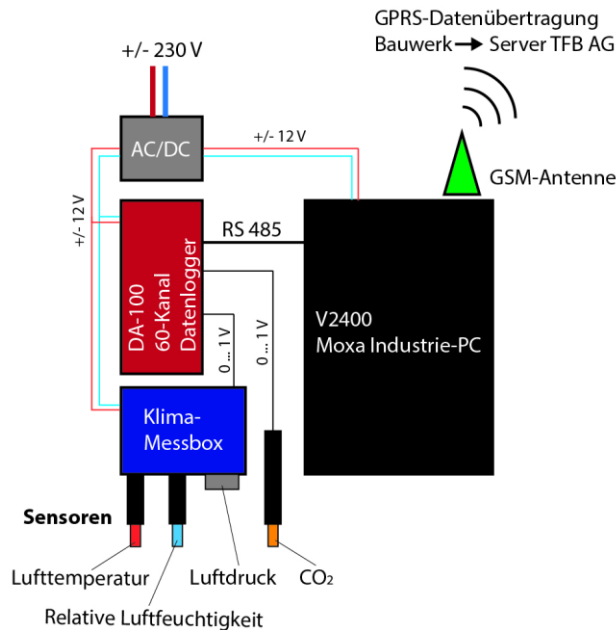
Die Sensorsignale wurden von einem Webinterface (WebIO der Firma W&T) übernommen und via Kabelverbindung (direkte Verbindung zum Intranet) auf einem Server in die PRTG-Datenbank gespeichert. Periodisch wurden die Daten mit der Software PRTG von Paessler ausgelesen.

Die gleichen Grössen wurden vom Juni 2015 bis Juni 2016 in Horw und vom Juni 2016 bis Juni 2017 in Visp kontinuierlich erfasst. Für diese Messungen wurden folgende Komponenten verwendet:

- Vaisala, kombinierter Sensor für Luftfeuchtigkeit, Temperatur und Druck PTU301
- Vaisala, CO<sub>2</sub>-Sonde 2000 ppm
- Temperatur Pt 1000
- Vaisala, statischer Luftdruck-Kopf für Barometer.

Das CO<sub>2</sub>-Monitoring, wie es in den Stevenson-Screens in Horw und Visp sowie in den beiden Strassentunneln Belchen und Gotthard eingesetzt wurde, ist schematisch in **Abb.**

25 gezeigt. Neben dem CO<sub>2</sub>-Gehalt wurden auch Temperatur, relative Luftfeuchtigkeit und Luftdruck gemessen.



**Abb. 25** Schematische Darstellung der Datenerfassung für das Monitoring des CO<sub>2</sub>-Gehaltes an den Auslagerungsstandorten Horw und Visp sowie in den Strassentunnels Belchen und Gotthard.

Ergänzend zu den eigenen Messungen wurden von nahe gelegenen Wetterstationen der MeteoSchweiz die Klimadaten über die Versuchszeit beschafft.

Im Belchen- und im Gotthardstrassentunnel (GST) wurde das gleiche Monitoringsystem wie an den Auslagerungsstandorten installiert. Im Belchentunnel wurde das Monitoringsystem in der Nische Q2 platziert im Tunnel von Basel nach Luzern, im GST in der Nische 47, ca. in der Mitte des Tunnels.

Im Belchentunnel traten extreme Schwankungen auf, die zunächst auf den Verkehr, danach auf den Funkverkehr zurückgeführt wurden. Um den Verkehr als Ursache für Schwankungen zu bewerten, wurde der Verkehr analysiert (inkl. Videoaufzeichnungen) und mit dem CO<sub>2</sub>-Gehalt korreliert.

Auch im Gotthardstrassentunnel traten immer wieder Ausfälle auf, die aber mit dem Einbau einer Re-Startmöglichkeit gut aufgefangen werden konnten. Nach Abschluss der Messung im GST ergab sich die Möglichkeit, im Auftrag der ASTRA-Filiale Zofingen zusätzliche Messungen im Bereich der beiden Portale durchzuführen. Diese Resultate dürfen hier verwendet werden.

## 3.4 Karbonatisierungsgeschwindigkeit

### 3.4.1 Bestimmung der Karbonatisierungstiefe

Die Karbonatisierungstiefe wurde gemäss SIA 262/1, Anhang I, bzw. gemäss SN EN 14630 bestimmt.

Bei den vorkarbonatisierten Prüfkörpern der Serie 2007 wurde die Karbonatisierungstiefe zunächst an den verfügbaren Prismen, 2013 an 20 mm-Bohrkernen bestimmt. Bei den nicht vorkarbonatisierten Prüfkörpern reichten die Prismen aus.

Die Prüfkörper PK01 und 01K, 04 und 04K sowie PK05 und 05K wurden am Ende so geschnitten, dass Scheiben mit je einem BS und einem Top12 verfügbar waren. Die Schnittflächen wurden mit Phenolphthalein besprüht und an mehreren Stellen die Karbonatisierungstiefe bestimmt.

Bei den Betonen der Serie 2016 waren bis anhin genügend Prismen verfügbar. Deshalb mussten noch keine Messungen an den Prüfkörpern selber durchgeführt werden.

### 3.4.2 Laborprüfungen gemäss Norm SIA 262/1, Anhang I

Als Basis für die Bestimmung der Karbonatisierungsgeschwindigkeit diente die Prüfung gemäss SIA 262/1, Anhang I. Teilweise wurden die Prüfung verlängert, z.B. bei der Vorkarbonatisierung der bewehrten Prüfkörper. Die Vorgaben der Norm für den CO<sub>2</sub>-Gehalt ( $4.0 \pm 0.1\%$ ) wurde eingehalten.

### 3.4.3 Laborprüfungen bei verschiedenen relativen Luftfeuchtigkeiten und CO<sub>2</sub>-Gehalten

Um den Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit auf den Karbonatisierungsverlauf zu ermitteln, wurden Prismen gemäss SIA 262/1, Anhang I, beschleunigt karbonatisiert. In Abweichung zur Norm wurde die Luftfeuchtigkeit von 57% auf 80 und 90% erhöht. Da höhere Luftfeuchtigkeiten die Karbonatisierungsgeschwindigkeit reduzieren, musste die Prüfdauer erheblich verlängert werden. Einzelne Prüfungen dauerten über 1 Jahr.

Ergänzende Untersuchungen wurden mit einem CO<sub>2</sub>-Gehalt von 0.4% durchgeführt. Die Schwankungsbreite des CO<sub>2</sub>-Gehaltes betrug 0.025%.

### 3.4.4 Unbewitterte Aussenlagerung im Stevenson-Screen in Wildegg, Horw und Visp

Wegen der unterschiedlichen Betoniertermine wurden alle Prismen für diese Untersuchungen zunächst im Stevenson-Screen in Wildegg gelagert (**Abb. 21**). Nach der ersten Messung an allen Prismen (1.-3. Sept. 2015) wurden je zwei Prismen pro Beton in die Stevenson-Screens in Horw (454 m ü.M.) und Visp (639 m ü.M.) transferiert (**Abb. 26**). Je drei Prismen blieben in Wildegg. Der Stevenson-Screen in Visp befindet sich von ca. Mitte November bis ca. Mitte Januar im Schatten.

Als Nullwert wurde das Datum nach der 3-tägigen Nachbehandlung mit einer Karbonatisierungstiefe von 0 mm eingesetzt. Weitere Messungen fanden im Dez. 2015, im Juli 2016 sowie im August 2017 und 2018 statt.



**Abb. 26** Auslagerungsstandort bei der Firma Sand + Kies AG Luzern (SKL) in Horw (links) mit dem Kasten für das Monitoringsystem und bei der Firma Schnydrig Silozement-Transport AG in Visp (rechts).

Zur Charakterisierung des örtlichen Klimas wurden in Horw und Visp je 1 Jahr lang die Klimafaktoren (Temperatur, relative Luftfeuchtigkeit, Luftdruck) und der CO<sub>2</sub>-Gehalt kontinuierlich gemessen (siehe **Kapitel 3.3**).

Ergänzend dazu wurden von der MeteoSchweiz die Wetterdaten von der jeweils nächst gelegenen Wetterstationen beschafft. Für Horw wurden die Daten der Meteostation Luzern, für Visp jene der Station in Visp verwendet.

### 3.5 Messung der korrosionstechnischen Parameter

Bei den periodisch durchgeführten Handmessungen wurden folgende Parameter (i.d.R. in dieser Reihenfolge) gemessen (siehe auch **Abb. 68**):

- Elektrischer Betonwiderstand ( $\Omega$ ) zwischen den Stahlstäben mit einem handelsüblichen Wechselstromwiderstandsmessgerät (1kHz) (Fluke 1625-2 Advanced Geo Earth Ground Tester der Firma Cole-Parmer GmbH, Wertheim/D)
- Spannungsdifferenz zwischen den Stahlstäben 1-G, 2-F etc. (siehe **Abb. 20** und **Abb. 24**)
- Potenzial mit einer Kupfer-Kupfersulfat-Referenzelektrode und einem hochohmigen Spannungsmessgerät. Das dafür verwendete Messgerät (Fluke 87 True RMS Digital-Multimeter der Firma Recom Electronic AG, Wollerau) erfüllt alle Anforderungen der SIA 2006 [SIA 2013].
- Stromfluss zwischen den Stahlstäben 1-G, 2-F etc. (siehe **Abb. 20** und **Abb. 24**) mit einem handelsüblichen Strommessgerät. Für diese Messungen wurde das gleiche Messgerät wie für die Potenzialmessung eingesetzt. Der Messwiderstand von 1.8  $\Omega$  für den mA-Messbereich bzw. 100  $\Omega$  für den  $\mu$ A-Messbereich fällt im Verhältnis zum elektrolytischen Widerstand von in der Regel  $\gg 1$  k $\Omega$  kaum ins Gewicht.

Die gemessenen elektrischen Widerstände wurden in spezifische elektrische Betonwiderstände umgerechnet. Für die Berechnung des spez. elektrischen Betonwiderstandes in der Ebene der Bewehrung wurde Gleichung 11a, für die Berechnung des spez. elektrischen Betonwiderstandes in Querrichtung Gleichung 11b.

$$\rho_B = \frac{R \cdot 2 \pi \cdot l_{St}}{\ln\left(\frac{l_{St}^2}{d_{\bar{U}} \cdot d_{St}}\right)} \cdot \frac{1}{2} \quad \text{Gleichung 11a}$$

$$\rho_B = \frac{R \cdot 2 \pi \cdot l_{St}}{\ln\left(\frac{l_{St}^2}{d_{\bar{U},1} \cdot d_{St}}\right)} \cdot \frac{1}{2} + \frac{R \cdot 2 \pi \cdot l_{St}}{\ln\left(\frac{l_{St}^2}{d_{\bar{U},2} \cdot d_{St}}\right)} \cdot \frac{1}{2} \quad \text{Gleichung 11b}$$

Mit:

$\rho_B$  spezifischer elektrischer Betonwiderstand,  $\Omega$ m

R: gemessener elektrischer Widerstand,  $\Omega$

$l_{St}$  Länge Stahlstab, m

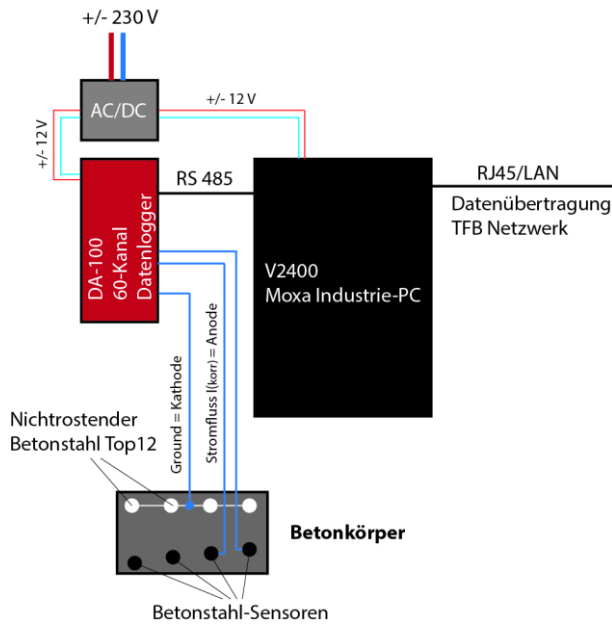
$d_{St}$  Durchmesser Bewehrungsstabes, m

$d_{\bar{U}}$  Überdeckung des Bewehrungsstabes, m

$d_{\bar{U},1}$  Überdeckung des Bewehrungsstabes 1, m

$d_{\bar{U},2}$  Überdeckung der Bewehrungsstabes 2, m

Das System für das kontinuierliche Monitoring des Stromflusses und der Betontemperatur wurde von der Firma TFB Diagnostic Systems AG geliefert (**Abb. 27**).



**Abb. 27** Schematische Darstellung der Datenerfassung für das Monitoring der Makroelementströme.

Die vom Monitoringsystem täglich zugestellten Datenpakete wurden mit einer eigenen Softwarelösung laufend in eine Exceltabelle eingefügt, so dass die Ergebnisse jederzeit einseh- und kontrollierbar waren. Aus verschiedenen Gründen gab es Messunterbrüche und Datenverluste. Nur in wenigen Fällen fanden diese zu einem sehr ungünstigen Zeitpunkt statt.

### 3.6 Messung der Eigenkorrosionsgeschwindigkeit

Ergänzend zu den eigenen Untersuchungen und Messungen haben das Institut für Baustoffe (IfB) der ETH Zürich (M. Stefanoni und B. Elsener) und das CSIC in Madrid (A. Silva und C. Andrade) mit ihren Ausrüstungen die Korrosionsgeschwindigkeit an den Prüfkörpern der Serie 2007 gemessen (**Abb. 28**). Eine Beschreibung und ein Vergleich der verschiedenen Methoden ist in [Nygaard 2009, 2012] gegeben. Zur Anwendung dieser Methoden bei Stahlbeton mit ungleichmässiger Korrosion, vorab beim Lochfrass, gibt es grundlegende Kritik [Angst 2015].

Beide Gruppen setzten die Methode der linearen Polarisierung ein. Bei den Messungen des IfB war der Output ein Polarisationswiderstand in  $\Omega$ , der mit der Tafelkonstante von 25 mV und einer Fläche von 45 cm<sup>2</sup> in eine Korrosionsgeschwindigkeit oder Korrosionsstromdichte ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ) bzw. in eine Abtragsrate ( $\mu\text{m}/\text{Jahr}$ ) umgerechnet wurde.

Das CSIC setzte das kommerziell erhältliche Gerät Gecor-10 ein. Der Output dieses Gerätes ist die Korrosionsstromdichte.



**Abb. 28** Messungen mit Gecor-10 (links) und mit der Ausrüstung des IfB der ETHZ.



## 4 Resultate der Messung der Temperatur, der relativen Luftfeuchtigkeit und des CO<sub>2</sub>-Gehaltes

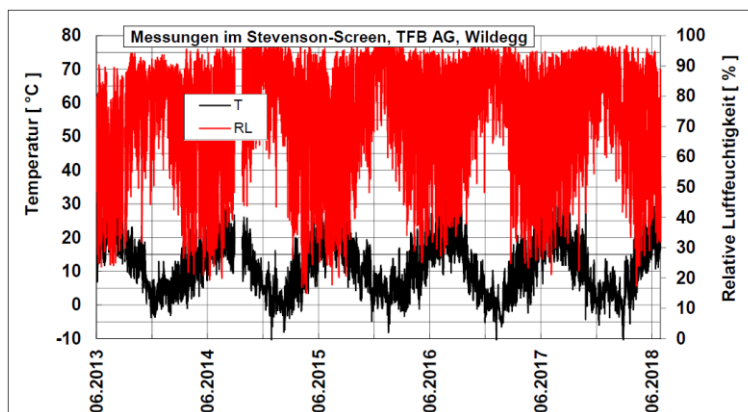
### 4.1 Temperatur und relative Luftfeuchtigkeit an den Auslagerungsstandorten Wildegg, Horw und Visp

Die seit Sommer 2013 im Stevenson-Screen auf dem Garagendach der TFB AG in Wildegg (ca. 360 m ü.M.) gemessene Temperatur und relative Luftfeuchtigkeit sind in **Abb. 29** dargestellt. Es sind die typischen saisonalen Schwankungen ersichtlich. Die Verläufe sind in Horw und Visp ähnlich (siehe **Anhang I**).

Für den Vergleich mit den Ergebnissen der Messungen im Stevenson-Screen in Wildegg standen die Daten der privaten Wetterstation von R. Bucher in Niederlenz zur Verfügung. Für die Auslagerungsstandorte Horw und Visp wurden die Daten von MeteoSchweiz für die Wetterstationen in Luzern (ca. 2 km von Horw entfernt) und Visp verwendet.

Die Ergebnisse der Wetterstationen sind in der **Tab. 21** aufgeführt. Die mittlere Temperatur unterscheidet sich nur sehr wenig. Demgegenüber ist die relative Luftfeuchtigkeit in Visp deutlich tiefer als in Wildegg oder Horw. Visp kann in der Schweiz als trockener Standort betrachtet werden (**Abb. 30**). Von den 89 Wetterstationen weisen nur vier Stationen Werte  $\leq 70\%$  auf, 30 Stationen liegen zwischen 70% und 80% und 55 Stationen über 80%.

Der Vergleich der Ergebnisse der Messungen in den Stevenson-Screens an den Auslagerungsstandorten (**Tab. 22**) zeigt, dass die Temperaturen sich leicht, die relativen Luftfeuchtigkeiten hingegen deutlich unterscheiden. Die Abweichungen können auf verschiedene Faktoren zurückgeführt werden, z.B.: Messgenauigkeit, Art der Messung, Wärmespeicherung durch Prüfkörper (dämpft Temperaturänderung im Behälter, Lage (geografische Ausrichtung), Umfeld, Höhe über Boden.



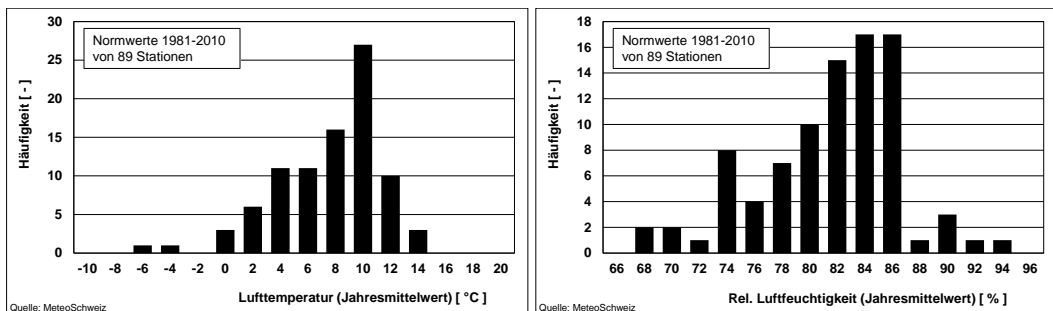
**Abb. 29** Verlauf der Temperatur (T) und der relativen Luftfeuchtigkeit (RL) im Stevenson-Screen in Wildegg von Mitte 2013 bis Mitte 2018.

**Tab. 21** Ergebnisse der Wetterstation von Niederlenz (Tagesmittelwerte), Luzern (Horw) und Visp (Stundenwerte) sowie der eigenen Messungen im Stevenson-Screen (SC) in Wildegg, Stundenwerte)

Jahr	Temperatur, °C				Rel. Luftfeuchtigkeit, %			
	Niederlenz	Wildegg (SC)	Horw (Luzern)	Visp	Niederlenz	Wildegg (SC)	Horw (Luzern)	Visp
2008	9.8				77			
2009	10.0				77			
2010	9.4				77			
2011	11.0				74			
2012	10.3				75			
2013	9.8				76			
2014	11.3	11.7			75	77		
2015	11.2	11.2	10.8	10.4	72	74	75	68
2016	10.5	11.2	10.3	10.0	76	80	79	69
2017	10.7	11.4	10.5	10.3	74	77	76	66
07/2015-06/2018	10.9	11.6	10.7	10.3	75	77	77	68

**Tab. 22** Ergebnisse der Messungen (Stundenwerte) in den Stevenson-Screens in Wildegg, Horw und Visp während der Messungen des CO<sub>2</sub>-Gehaltes

Periode	Temperatur, °C			Rel. Luftfeuchtigkeit, %		
	Wildegg	Horw	Visp	Wildegg	Horw	Visp
25.06.2015 bis 07.06.2016	11.7	11.8	kA	77	78	kA
07.07.2016 bis 11.08.2017	11.8	kA	12.9	76	kA	64
Differenz zur Meteostation von 07/2015 – 06/2018	0.8 – 0.9	1.1	2.6	1 - 2	1	-4



**Abb. 30** Normwerte 1981-2010 von 89 Wetterstationen von MeteoSchweiz.

## 4.2 CO<sub>2</sub>-Gehalt

### 4.2.1 CO<sub>2</sub>-Gehalt in natürlicher Atmosphäre (Auslagerungsstandorte)

In den folgenden Tabellen (**Tab. 23** und **Tab. 24**) sind die Ergebnisse der Messungen an den verschiedenen Auslagerungsstandorten zusammengefasst und in den Abbildungen (**Abb. 31** bis **Abb. 34**) dargestellt. Der relative CO<sub>2</sub>-Gehalt als Mass für die Beschleunigung ( $\Gamma_{Acc}$ ) wird gemäss Gleichung 2 mit  $c = 1.0$  berechnet.

Die seit Sommer 2013 laufenden Messungen im Stevenson-Screen in Wildegg zeigen die typischen jahreszeitlichen Schwankungen. Im Sommer wird der CO<sub>2</sub>-Gehalt durch das Pflanzenwachstum reduziert. Im Winter fällt dieser Verbraucher praktisch ganz weg. Der Wegfall des Verbrauchs und der CO<sub>2</sub>-Ausstoss der mit Holz oder fossilen Energieträgern betriebenen Heizungen führen im Winter zu CO<sub>2</sub>-Spitzen. Der Beitrag des Strassenverkehrs ändert sich über die Jahreszeit nicht sehr wesentlich.

Die Tagesschwankungen sind wegen des CO<sub>2</sub>-Verbrauchs durch das Pflanzenwachstum während des Tages im Sommer (hohe Temperaturen) deutlich höher als im Winter. Im Winter werden die Schwankungen hauptsächlich durch den CO<sub>2</sub>-Ausstoss der Heizungen verursacht. In den folgenden Tabellen sind die Ergebnisse zusammengefasst.

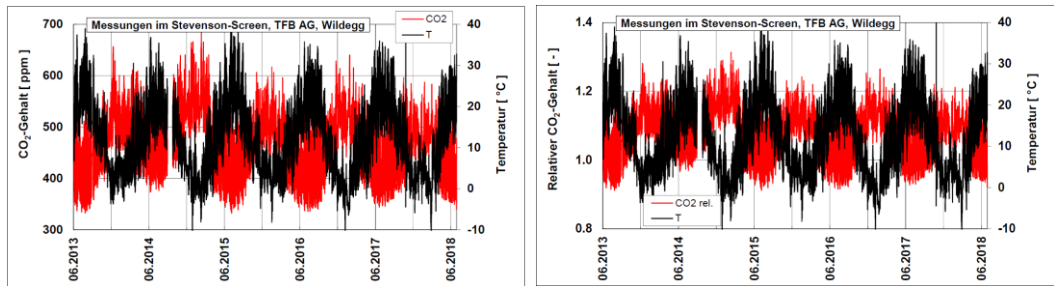
Der Vergleich des zeitlichen Verlaufes des CO<sub>2</sub>-Gehaltes von Wildegg mit jenem in Horw zeigt eine bessere Übereinstimmung als mit jenem in Visp (**Abb. 34**). Auffallend sind die grösseren Schwankungen in Wildegg.

**Tab. 23** CO<sub>2</sub>-Gehalte der Luft und relativer CO<sub>2</sub>-Gehalt im Stevenson-Screen in Wildegg (Mittelwerte)

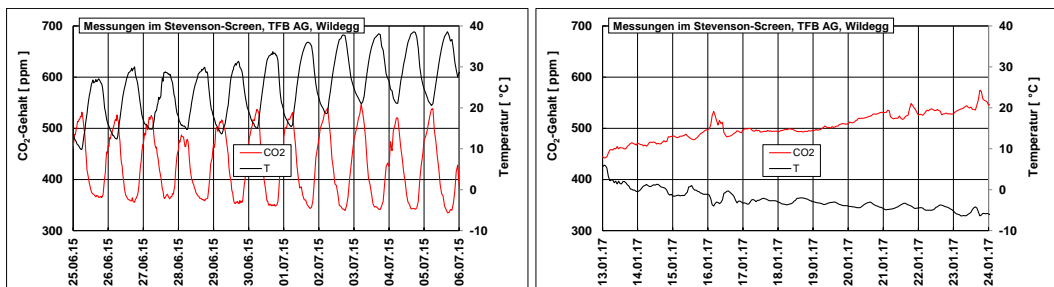
Messperiode	CO <sub>2</sub> -Gehalt, ppm	Relativer CO <sub>2</sub> -Gehalt, -
03.6.2013 - 30.6.2018 (ca. 5 Jahre)	466 ± 57	1.08 ± 0.07
2014	488	1.10
2015	473	1.08
2016	453	1.06
2017	456	1.07
2014 -2017 (3 Jahre)	471 ± 57	1.08 ± 0.07

**Tab. 24** CO<sub>2</sub>-Gehalte der Luft in den Stevenson-Screens an den drei Auslagerungsorten Wildegg, Horw und Visp (Stundenwerte)

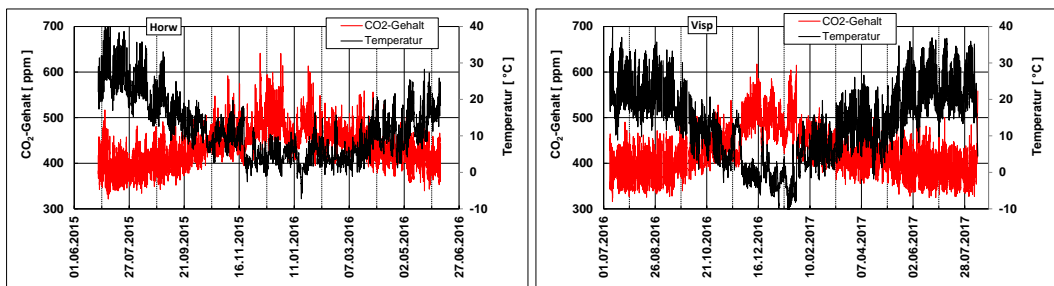
Periode	CO <sub>2</sub> -Gehalt, ppm			Relativer CO <sub>2</sub> -Gehalt, -		
	Wildegg	Horw	Visp	Wildegg	Horw	Visp
25.06.2015 bis 07.06.2016	456	437	kA	1.07	1.05	kA
07.07.2016 bis 11.08.2017	456	kA	425	1.07	kA	1.03



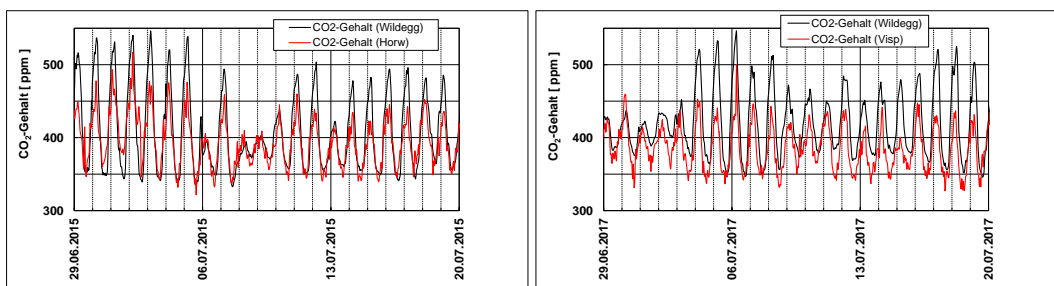
**Abb. 31** CO<sub>2</sub>-Gehalt (CO<sub>2</sub>) und Temperatur (T) (links) und relativer CO<sub>2</sub>-Gehalt (Beschleunigung der Karbonatisierung) im Stevenson-Screen in Wildegg von Mitte 2013 bis Mitte 2018 (rechts).



**Abb. 32** Typischer Tagesgang des CO<sub>2</sub>-Gehaltes (CO<sub>2</sub>) und der Temperatur (T) im Sommer 2015 (links) und im Winter 2017 (rechts) im Stevenson-Screen in Wildegg.



**Abb. 33** CO<sub>2</sub>-Gehalt und Temperatur im Stevenson-Screen in Horw (links) und Visp (rechts).



**Abb. 34** Vergleich der CO<sub>2</sub>-Gehalte im Stevenson-Screen in Wildegg mit jenen in Horw (links) und Visp (rechts) im Sommer 2016 bzw. im Sommer 2017.

#### 4.2.2 CO<sub>2</sub>-Gehalt im Belchentunnel

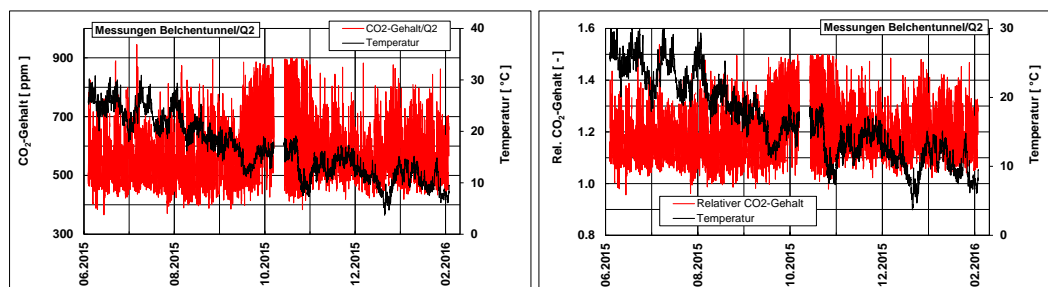
Die Hauptmessungen wurden im Querschlag Q2 des Belchentunnels vom 03.07.2015 bis am 01.03.2016 durchgeführt. Dieser Querschlag ist ca. 700 m vom Portal Nord in der Tunnelröhre Richtung Süden (Luzern) entfernt. Zusätzliche Messungen erfolgten anfangs Dezember 2015 im Querschlag Q6. Der Querschlag Q6 ist etwa 2.3 km vom Nordportal entfernt. Die Distanz zwischen den beiden Querschlägen beträgt ca. 1.6 km in Fahrrichtung.

Bei den CO<sub>2</sub>-Messungen zeigten sich kurzzeitig sehr hohe Spitzenwerte. Die Suche nach den Ursachen war zeitintensiv. Im Rahmen der Klärung der Ursachen für diesen Befund wurde zunächst an Hand von Videoaufnahmen geprüft, ob zwischen CO<sub>2</sub>-Spitzen und der Zusammensetzung des Verkehrs ein Zusammenhang besteht. Weiter wurden die Verkehrsdaten analysiert, da vermutet wurde, dass die Spitzenwerte auch durch einzelne oder eine Reihe von „schmutzigen“ Lastwagen verursacht sein könnten. Die nötigen Daten konnten vom ASTRA für die Zeit vom 01.07.2015 bis 31.08.2015 von der Zählstelle 033 beschafft und in die Auswertung einbezogen werden.

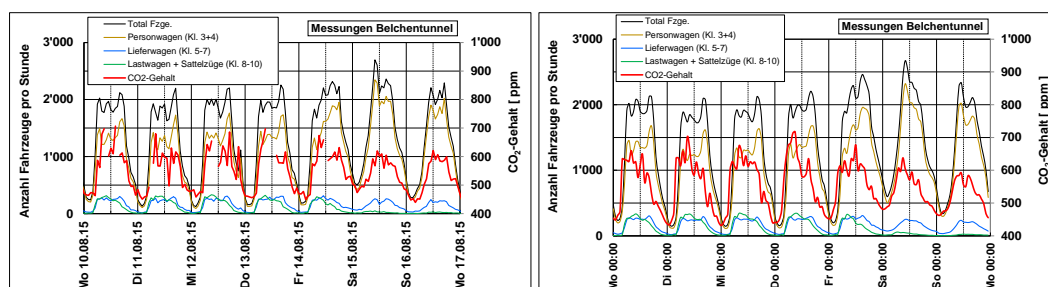
Es zeigte sich dann aber, dass nicht der Verkehr die Spitzenwerte verursacht – diese also nicht real waren –, sondern durch die Kombination mehrerer Faktoren beim Monitoringsystem (Funkverkehr, Spannungsschwankungen im Netz und Schwachstellen in der Datenübermittlung). Durch den Einbau eines Spannungsfilters und dem Ersatz der Datenübermittlungseinheit sowie einer verbesserten Fernwartung des Systems (z.B. Möglichkeit eines Re-Starts) konnten die Probleme weitgehend gelöst werden. Trotzdem gab es immer wieder Ausfälle, die Arbeiten vor Ort erforderten. In **Abb. 35** ist mit den bereinigten Daten der Verlauf des absoluten und des relativen CO<sub>2</sub>-Gehaltes im Belchentunnel vom Juli 2015 bis März 2016 dargestellt. Saisonale Schwankungen sind kaum erkennbar. Die Werte sind im Winter ganz leicht höher.

Im Vergleich zu den saisonalen Schwankungen sind die Tagesschwankungen des CO<sub>2</sub>-Gehaltes enorm und vom Verkehrsfluss abhängig (**Abb. 36** und **Abb. 37**). Die Analyse der Periode Juli-August 2015 zeigt, dass die Lastwagen und Sattelzüge den CO<sub>2</sub>-Gehalt wesentlich stärker erhöhen als Personenwagen (ca. Faktor 8, wenn die Anzahl der Fahrzeuge verglichen werden). Die Streuung der Ergebnisse ist sehr gross. Verwendet man für die Analyse die Daten von Sonntagen mit vornehmlich Personenwagen ergibt sich durchaus ein gut erkennbarer Zusammenhang (**Abb. 37**, unten rechts).

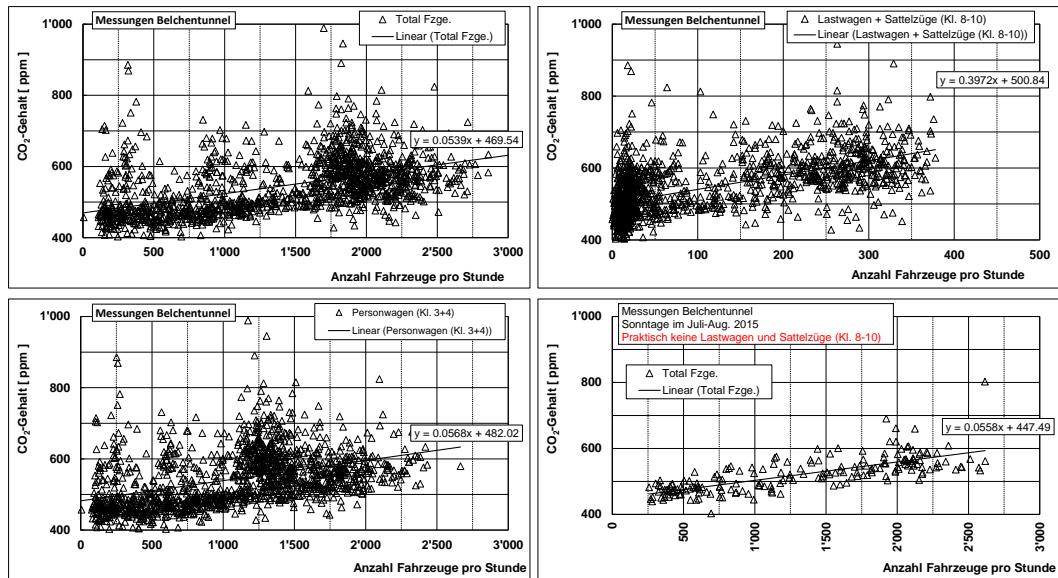
Die Parallelmessungen bei den Querschlägen Q2 und Q6 (**Abb. 38**) zeigen grosse Unterschiede über die Tunnellänge. Massgebend hierfür sind das aktuelle Lüftungsregime und die Luftdruckunterschiede zwischen Nord und Südportal sowie das Verkehrsaufkommen und die Verkehrszusammensetzung. In der **Tab. 25** sind die Ergebnisse zusammengefasst.



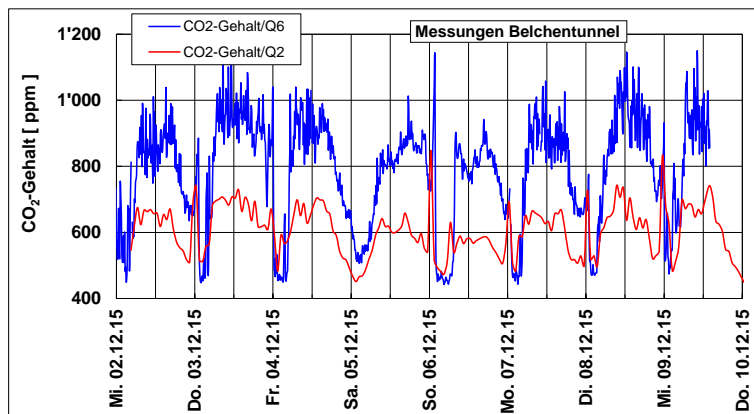
**Abb. 35** CO<sub>2</sub>-Gehalt und Temperatur (T) (links) und relativer CO<sub>2</sub>-Gehalt (Beschleunigung der Karbonatisierung) im Belchentunnel.



**Abb. 36** Tagesgang des CO<sub>2</sub>-Gehaltes und des Verkehrsaufkommens im Belchentunnel (Q2) in der Woche 38/2015 (links) und über die Wochentage während der Messperiode Juli-August 2015 (rechts).



**Abb. 37** Einfluss des Verkehrsaufkommens bzw. der Art der Fahrzeuge auf den CO<sub>2</sub>-Gehalt im Belchertunnel in der Zeit vom 03.07.2015 – 31.08.2015. Links oben: alle Fahrzeuge; oben rechts: Lastwagen und Sattelzüge; unten links: Personewagen und unten rechts: Sonntage (fast ohne Lastwagen und Sattelzüge).



**Abb. 38** CO<sub>2</sub>-Gehalt im Querschlag Q2 und Q6 im Belchertunnel vom 02.12.2015 bis 10.12.2015.

**Tab. 25** Vergleich der Ergebnisse vom Querschlag Q2 und Q6 für die Periode vom 01.12.15 20:00 bis 9.12.15 14:00

Mittelwert		Q2	Q6	Differenz
Temperatur	°C	13.3	14.5	1.2
Rel. Luftfeuchtigkeit	%	50	47	-3
CO <sub>2</sub> -Gehalt	ppm	610	786	176
Relativer CO <sub>2</sub> -Gehalt	-	1.24	1.40	0.16

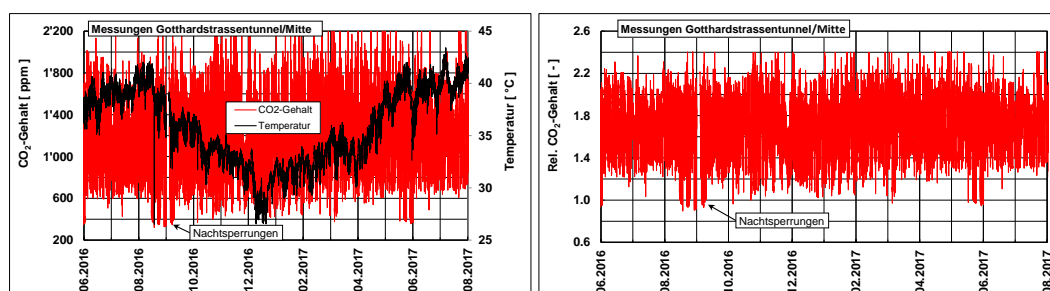
### 4.2.3 CO<sub>2</sub>-Gehalt im Gotthardstrassentunnel

Im Anschluss an die Messungen im Belchertunnel konnten CO<sub>2</sub>-Messungen in der Nische 47 (ca. in Tunnelmitte) des Gotthardstrassentunnels durchgeführt werden. Weitere Messungen waren im Auftrag der ASTRA Filiale Zofingen im Portalbereich Nord (Nische 11, ca. 1.5 km ab Portal) und Süd (Nische 71, ca. 0.9 km ab Portal) möglich. In der **Tab. 26** sind die Ergebnisse zusammengefasst und in den nachfolgenden Abbildungen (**Abb. 39** und **Abb. 40**) illustriert.

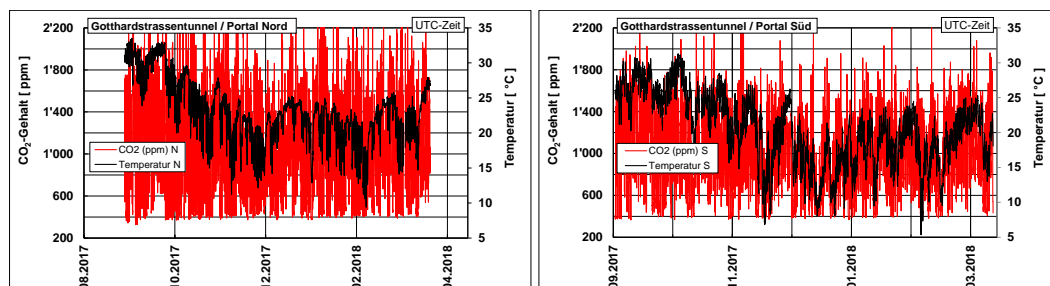
Die Ergebnisse der drei Messorte zeigen ein ähnliches Bild mit sehr hohen täglichen Schwankungen des CO<sub>2</sub>-Gehaltes. Die Mittelwerte des CO<sub>2</sub>-Gehaltes liegen deutlich über 1'000 ppm, d.h. der Beton karbonatisiert unter diesen Bedingungen um mehr als 50% schneller als bei üblichen CO<sub>2</sub>-Gehalten (relativer CO<sub>2</sub>-Gehalt über 1.50).

**Tab. 26** Zusammenfassung der Ergebnisse der Messungen vom im Gotthardstrassentunnel (Mittelwerte)

Messzeit		Nordportal (Nische 11)	Tunnelmitte (Nische 47)	Südportal (Nische 71)
		26.09.2017 – 07.04.2018	27.06.2016 – 20.09.2017	26.09.2017 – 07.04.2018
Temperatur	°C	23.0	36.0	20.0
Rel. Luftfeuchtigkeit	%	31	23	38
CO <sub>2</sub> -Gehalt	ppm	1'078	1'234	1'012
Rel. CO <sub>2</sub> -Gehalt	-	1.64	1.73	1.59



**Abb. 39** CO<sub>2</sub>-Gehalt und Temperatur (links) sowie relativer CO<sub>2</sub>-Gehalt (rechts) ungefähr in der Mitte des Gotthardstrassentunnels (Nische 47).



**Abb. 40** CO<sub>2</sub>-Gehalt und Temperatur im Portalbereich Nord (links) und Süd (rechts) des Gotthardstrassentunnels.

#### 4.2.4 Ergänzende Auswertung anderer Standorte

Um einen Überblick über die CO<sub>2</sub>-Gehalte in der Schweiz zu erhalten, wurden zusätzlich die folgenden Messungen ausgewertet:

- Messungen auf dem Jungfrauoch der Universität Bern. Die Daten können von der Webseite herunter geladen werden (**Abb. 41**). In den Jahren 2004 bis 2015 stieg der CO<sub>2</sub>-Gehalt um ca. 2 ppm/Jahr. Neuere Messungen (2010 – 2018, Intervall 5 bis 12 Minuten) zeigen einen geringeren Anstieg von noch 1 ppm/Jahr. Der Jahresmittelwert liegt seit 2015 über dem Referenzwert von 400 ppm.
- Messungen der EMPA in Härkingen im Auftrag des BAFU im Rahmen des nationalen Beobachtungsnetzes Luftschadstoffe (NABEL) (**Abb. 42**). Die Daten wurden uns von der EMPA zur Verfügung gestellt.
- Messungen im Rahmen des Projektes CarboCount CH (**Abb. 43**). Details dazu sind in [Oney 2015, Brunner 2017] zu finden. Die Daten wurden uns von der EMPA zur Verfügung gestellt. Im Rahmen des Projektes CarboCount CH wurden verschiedene Messorte ausgewählt, um die Dynamik der Verteilung von CO<sub>2</sub> zu studieren. Es endete 2015.



Mit dem Fortsetzungsprojekt Carbosense [EMPA 2017] soll das CO<sub>2</sub>-Messnetz wesentlich ausgebaut werden. Ziel ist es, ein Netzwerk mit ca. 300 kostengünstigen und ca. 25 präzisen und teuren CO<sub>2</sub>-Sensoren mit eingebauter Kalibration aufzubauen. Mit diesem über die Schweiz verteilten Messnetz sollen genauere Angaben für die Modellierung des CO<sub>2</sub>-Flusses generiert werden. Von besonderem Interesse werden die Ergebnisse in städtischer Umgebung sein. Das Messnetz ist unter <http://carbosense.wikidot.com/main:network#deployment> zu finden.

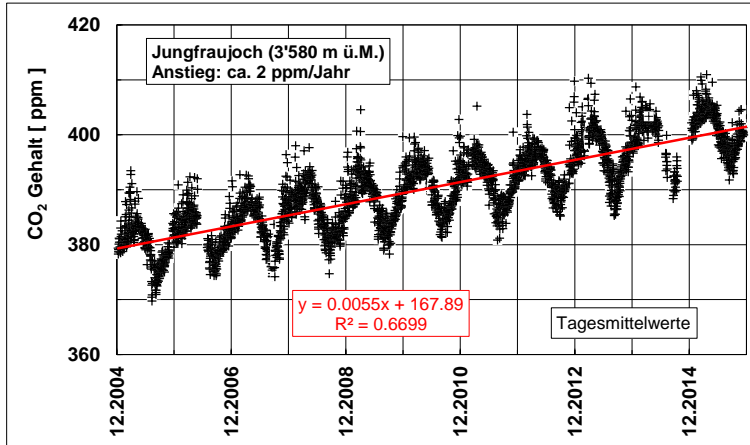


Abb. 41 CO<sub>2</sub>-Gehalt von 2004 – 2015 auf dem Jungfrauoch (3578 m.ü.M.) (Messungen Uni Bern).

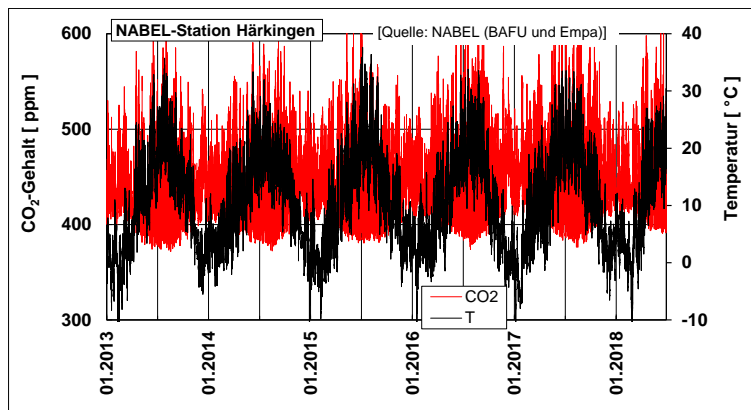


Abb. 42 CO<sub>2</sub>-Gehalt von 2013 – 2018 der NABEL-Station Härkingen (431 m.ü.M.). Quelle: Nabel (BAFU und EMPA).

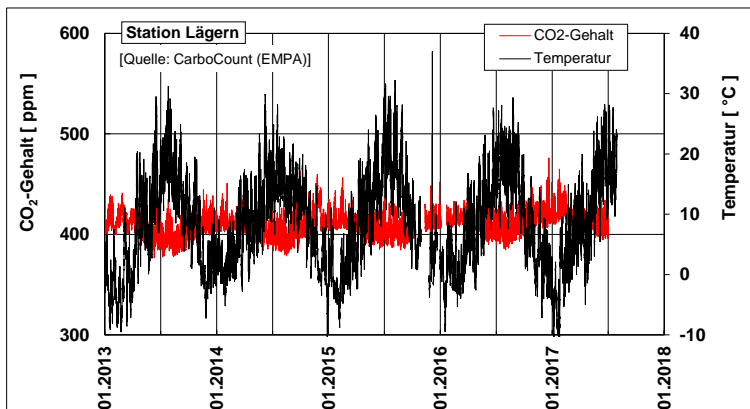


Abb. 43 CO<sub>2</sub>-Gehalt von 2013 – 2018 der Station Lägern (868 m.ü.M.). CarboCount (EMPA).



### 4.3 Zusammenfassung

Die Auslagerungsstandorte Wildegg und Horw bilden die für das schweizerische Mittelland typischen klimatischen Verhältnisse bzgl. Temperatur, relativer Luftfeuchtigkeit und CO<sub>2</sub>-Gehalt ab (**Tab. 27**). Der Auslagerungsstandort in Visp hingegen ist repräsentativ für ein trockenes Klima, wie es im Wallis, Tessin und Engadin vorkommt. Dies führt, wie im **Kapitel 5.4** aufgezeigt wird, zu höheren Karbonatisierungsgeschwindigkeiten.

Die heutigen CO<sub>2</sub>-Gehalte aller verfügbaren Messstationen liegen aktuell über dem heutigen Referenzwert von 400 ppm. Die beschleunigende Wirkung der höheren CO<sub>2</sub>-Gehalte beträgt etwa 5 bis 10%. Abgesehen von Wildegg (-2 ppm/Jahr) zeigen alle längeren Messreihen ein Zunahme des CO<sub>2</sub>-Gehaltes um etwa 1 bis 3 ppm/Jahr (Jungfrauoch: 1 bis 2, Härkingen: 2.7, Lägern: 2.5, Beromünster auf 12 m Höhe: 2 ppm/Jahr). Ohne deutliche Reduktion des CO<sub>2</sub>-Ausstosses ist in den nächsten 50 Jahren mit einer Zunahme von etwa 50 bis 100 ppm zu rechnen. Daher sollte eine Erhöhung des Referenzwertes auf 450 ppm geprüft werden.

Die festgestellten CO<sub>2</sub>-Gehalte in den beiden untersuchten Strassentunnels Belchen und Gotthard liegen weit über dem Referenzwert. Die dadurch bedingte beschleunigte Karbonatisierung führt dazu, dass die Karbonatisierungstiefe viel rascher die Bewehrung erreicht (**Abb. 44**). Die heutigen Anforderungen in der SN EN 206 decken solche Expositionsbedingungen bei weitem nicht ab. Für Betone für Strassentunnels mit einer Länge über etwa 5 km ist daher in Zukunft ein wesentlich höherer Karbonatisierungswiderstand zu fordern. Dies ist insbesondere auch daher wichtig, da die Karbonatisierung des Betons gebundene Chloride wieder frei setzt und zudem den kritischen Korrosion auslösenden Chloridgehalt reduziert. Beides verkürzt die Zeit bis zur Initiierung der Bewehrungskorrosion und damit auch die Nutzungszeit. Die Anforderungen sind abhängig von verschiedenen Faktoren (z.B. Länge, Gegenverkehr, Lüftungsregime, relative Luftfeuchtigkeit, Temperatur, Chloridbelastung).

Bei (sehr) langen Strassentunnels kann die Luft im Mittelteil des Tunnels sehr trocken sein, wie dies z.B. im Gotthardstrassentunnel der Fall ist. Dies kann bewirken, dass selbst bei stark karbonatisiertem Beton die Korrosion der Bewehrung so langsam ist, dass während der Nutzungszeit keine Risse oder Abplatzungen entstehen. Bevor diese Möglichkeit genutzt wird, empfiehlt es sich, dies mit konkreten Untersuchungen zu untermauern, um die Randbedingungen genauer zu charakterisieren (Korrosionsrate in Abhängigkeit von der Luftfeuchtigkeit und Temperatur sowie ggf. auch vom Chloridgehalt).

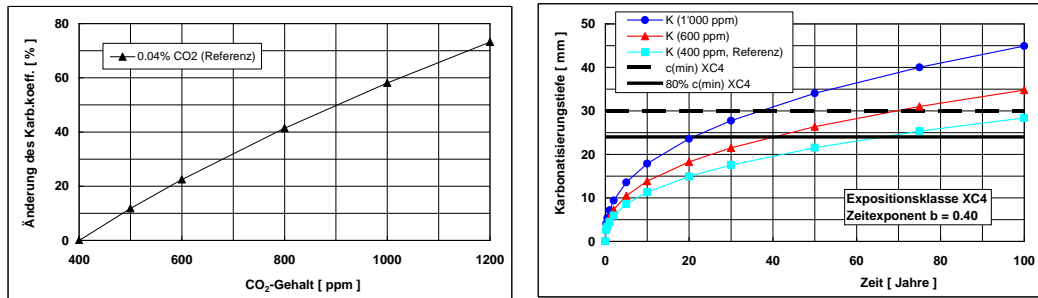
**Tab. 27** Ergebnisse der Messungen an verschiedenen Standorten

Standort	Messzeit	Temperatur, °C	Rel. Luftfeuchtigkeit, %	CO <sub>2</sub> -Gehalt, ppm		Rel. CO <sub>2</sub> -Gehalt
				Mittelwert	Std.abw.	
Jungfrauoch <sup>1)</sup>		kA	kA	401	6	1.001
Beromünster 212 m <sup>2)</sup>	01.01.2013-31.12.2017	8.6	75	405	10	1.007
Beromünster, 12 m <sup>2)</sup>		9.1	(kA)	410	11	1.012
Lägern <sup>2)</sup>	01.08.2013-31.07.2017	8.2	81	408	11	1.010
Gimmiz <sup>2)</sup>	22.02.2013-31.12.2015	10.8	(kA)	423	26	1.027
Härkingen <sup>3)</sup>	01.01.2013-31.12.2017	10.6	76	437	37	1.045
Wildegg <sup>4)</sup>	03.06.2013-30.06.2018	11.9	76	466	57	1.077
Horw <sup>4)</sup>	25.06.2015-07.06.2016	11.8	78	437	42	1.044
Visp <sup>4)</sup>	23.06.2016-11.08.2017	12.9	64	425	49	1.029

**Tab. 27** Ergebnisse der Messungen an verschiedenen Standorten

Belchentunnel <sup>4)</sup>	02.07.2015- 10.08.2015	14.9	53	621	231	1.216
Gotthardstrassentunnel <sup>4)</sup>	27.06.2016- 20.09.2017	36.0	23	1'234	384	1.732

- 1) Quelle: Universität Bern: [http://www.climate.unibe.ch/services/services\\_of\\_cep/co2\\_from\\_jungfrauojch/index\\_eng.html](http://www.climate.unibe.ch/services/services_of_cep/co2_from_jungfrauojch/index_eng.html)
- 2) Quelle: CarboCount (EMPA)
- 3) Quelle: NABEL (BAFU und EMPA)
- 4) Messungen im Rahmen dieses Projektes



**Abb. 44** Auswirkung von erhöhten CO<sub>2</sub>-gehalten auf den Karbonatisierungskoeffizienten (links) und Verlauf der Karbonatisierung (rechts). Anforderung der Norm: Karbonatisierungstiefe während der Nutzungsdauer kleiner als Bewehrungsüberdeckung. Die Expositionsklasse XC4 gilt für bewitterte Stahlbetonbauteile. Weitere Erläuterungen sind in [Hunkeler 2012b] gegeben.

## 5 Resultate zur Karbonatisierungsgeschwindigkeit

### 5.1 Vorbemerkung

Bei den Prüfungen nach SIA 262/1, Anhang I, wird die dort verlangte Auswertung gemacht.

Bei den Untersuchungen mit erhöhten CO<sub>2</sub>-Gehalten (4.0 und 0.4% CO<sub>2</sub>) und/oder anderen relativen Luftfechtigkeiten (80 und 90%) wird der auf natürliche Bedingungen umgerechnete Karbonatisierungskoeffizient dargestellt. Die Umrechnung auf den Referenzwert von 400 ppm CO<sub>2</sub> wurde gemäss den Angaben in **Kapitel 2.1.1** vorgenommen (Gleichung 3). Für die Überprüfung und Vergleiche der gemessenen und gerechneten Werte wird die auf natürliche CO<sub>2</sub>-Gehalte umgerechnete Zeitachse verwendet (Gleichung 4).

Die Umrechnungen kann mit folgender Gleichung vorgenommen werden.

$$d = K_{SN} \cdot t_S^n \cdot t_N^b \quad \text{Gleichung 12}$$

- d    Karbonatisierungstiefe
- n    Steigung von K<sub>SN</sub> (oder K<sub>N</sub>) vs.  $\sqrt{t}$
- b    0.50 ( $\sqrt{t}$ -Gesetz) – n.

Die Einzelwerte der Karbonatisierungsprüfungen sind im **Anhang II** dieses Berichtes zu finden.

### 5.2 Laborprüfungen im Normklima (4% CO<sub>2</sub> und 57% RL)

Bei den Normprüfbedingungen mit 4% CO<sub>2</sub> und bei einer relativen Luftfeuchtigkeit (RL) von 57% wurden folgende Prüfungen durchgeführt:

- 1) Normprüfung gemäss SIA 262/1, Anhang I. Prismen aus der 1. Herstellung
- 2) Normprüfung gemäss SIA 262/1, Anhang I. Prismen aus der 3. Herstellung
- 3) Prüfungen gemäss SIA 262/1, Anhang I, bis die Karbonatisierungstiefe bei den bewehrten Prüfkörpern ca. 20 mm betrug. Diese Prüfungen werden mit PK-Serie 2016 bezeichnet (Prismen aus der 1. Betonherstellung).
- 4) Prüfungen gemäss SIA 262/1, Anhang I, bis die Karbonatisierungstiefe bei den bewehrten Prüfkörpern ca. 20 mm betrug. Diese Prüfungen wurden im Rahmen der Wiederholung der PK-Serie 2016 ausgeführt und werden mit dem Zusatzbuchstaben W bezeichnet (Prismen aus der 2. Betonherstellung).

Die Normprüfung gemäss SIA 262/1, Anhang I, dauert 63 Tage. Die Prüfzeit der unter 3) und 4) aufgeführten Prüfungen lag zwischen 35 und 346 Tagen. Diese Ergebnisse waren massgebend für den Zeitpunkt des Abbruchs der Schnellkarbonatisierung. Mit den Prüfkörpern der Serie 2016 wurden die Korrosionsuntersuchungen (**Kapitel 7**) durchgeführt. Die angestrebte Karbonatisierungstiefe von 20 mm wurde bis auf den Beton Z3-1 mit kleinen Abweichungen erreicht. Beim Beton Z3-1 musste die Schnellkarbonatisierung frühzeitig abgebrochen werden, um die Korrosionsuntersuchungen starten zu können.

Die Prüfungen gemäss 2) dienen der Überprüfung des Einflusses des CO<sub>2</sub>-Gehaltes bei erhöhten Luftfechtigkeiten (siehe **Kapitel 5.3**).

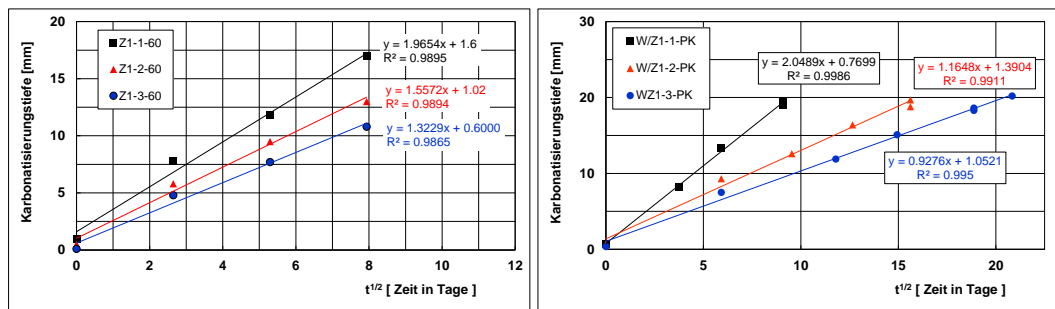
In einer ersten Auswertung wurden die Ergebnisse mit dem  $\sqrt{t}$ -Gesetz ausgewertet. In der **Tab. 28** sind die wichtigsten Kenngrössen aufgeführt. Der mittlere Unterschied zwischen der Normprüfung und der PK-Serie 2007 (= Prüfstreuung) ist mit 0.05 mm/y<sup>1/2</sup> sehr klein. Demgegenüber ist der Unterschied zwischen der PK-Serie 2007 und 2 (Vergleich der 1. und 2. Herstellung) mit 0.9 mm/y<sup>1/2</sup> eher gross.

**Abb. 45** zeigt je ein typisches Beispiel für die übliche Normprüfung und für die verlängerte Prüfung. Das  $\sqrt{t}$ -Gesetz ist auch nach langen Messzeiten bzw. bis in eine Tiefe von 20 mm noch erfüllt, wie die hohen Bestimmtheitsmasse ( $R^2$ ) zeigen.

**Tab. 28** Ergebnisse der Auswertung mit  $\sqrt{t}$ -Gesetz

Beton	Norm		PK-Serie 2007		PK-Serie 2016		
	1. Herstellung	3. Herstellung	1. Herstellung	t bis $d_k$ ca. 20 mm	2. Herstellung	t bis $d_k$ ca. 20	$d_k$ effektiv
	$K_{SN}$	$K_{SN}$	$K_{SN}$		$K_{SN}$		
	mm/y <sup>1/2</sup>	mm/y <sup>1/2</sup>	mm/y <sup>1/2</sup>	Tage	mm/y <sup>1/2</sup>	Tage	mm
Z1-1	5.11		5.66	77	5.33	83	19.2
Z1-2	4.05	3.41	3.11	225	3.03	245	19.7
Z1-3	3.44		2.80	346	2.41	434	20.2
Z2-1	7.67		7.73	39	7.06	42	18.0
Z2-2	5.80		5.87	66	4.88	90	19.8
Z2-3	5.73	4.87	5.81	91	4.56	113	19.2
Z3-1	3.36		2.86	288	2.02	420	16.2 <sup>1)</sup>
Z4-1	5.00		5.95	91	3.20	254	22.3
Mittelwert	5.02	-	4.97	-	4.06	-	-

1) Prüfung wurde abgebrochen, da die Korrosionsuntersuchungen gestartet werden mussten.



**Abb. 45** Karbonisierungstiefe über die Zeit bei der Normprüfung (links) und bei der Vorkarbonisierung der bewehrten Prüfkörper (Wiederholung) (rechts). Auswertung mit  $\sqrt{t}$ -Gesetz.

In einem zweiten Schritt wurde überprüft, ob bei den Normprüfbedingungen eine Abweichung vom  $\sqrt{t}$ -Gesetz auftritt. Dies könnte vorab bei den Betonen mit einem tiefen w/z-Wert und/oder bei den verlängerten Prüfungen auftreten. Zu diesem Zweck wurde, wie in [Greve-Dierfeld 2019] beschrieben, vorgegangen und die zweite Auswertung mit einem zeitlich abnehmenden Karbonisierungskoeffizienten vorgenommen. Zu betonen ist, dass beide Prüfverfahren nicht auf diese Art der Auswertung ausgelegt sind. So ist die Normprüfung nicht sehr gut geeignet, da nur drei Messpunkte innerhalb eines kurzen Zeitrahmens verfügbar sind. Bei der Prüfungen 2) und 3) fehlen vielfach Werte bei sehr kurzen und teilweise auch bei längeren Messzeiten. Die Resultate sind deshalb nicht ohne Einschränkungen vergleichbar. Es ist zu beachten, dass bei der zweiten Auswertung der Nullwert nicht verwendet werden kann.

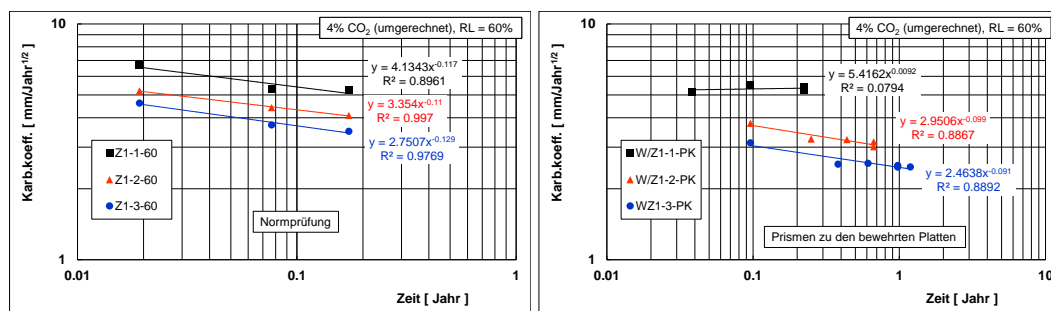
Die Ergebnisse der zweiten Auswertung sind in der **Tab. 29** zusammengestellt. Im Vergleich zur Auswertung mit dem  $\sqrt{t}$ -Gesetz (**Tab. 28**) sind die Werte für den Karbonisierungskoeffizienten mehrheitlich gleich oder kleiner. Die Unterschiede zwischen den Karbonisierungskoeffizienten der PK-Serie 2007 und 2016 sind mehrheitlich kleiner geworden.

Die **Abb. 46** zeigt je ein Beispiel der Normprüfung und der verlängerten Prüfung. Gut erkennbar ist, dass die Karbonatisierungskoeffizienten der Betone Z1-2 und Z1-3 in beiden Fällen abnehmen. Beim Beton Z1-1 ist der Verlauf unterschiedlich. Für die Beurteilung des Karbonatisierungswiderstandes eines Betons oder für einen Vergleich zwischen verschiedenen Betonen sind die unterschiedlichen b-Werte zu berücksichtigen.

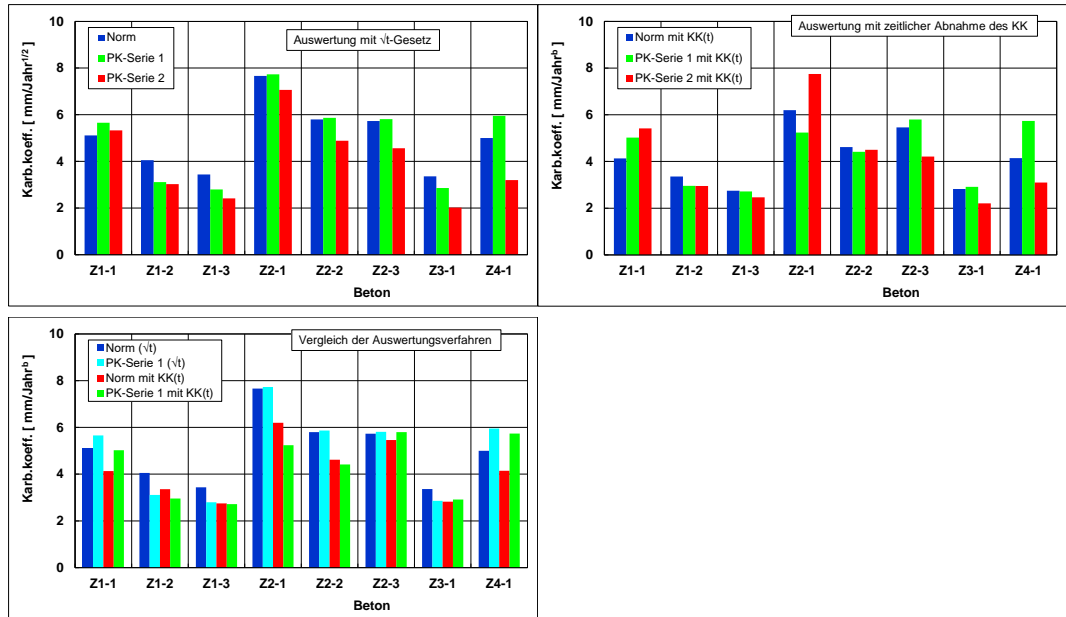
In **Abb. 47** sind die Ergebnisse der verschiedenen Prüfungen und der beiden Auswerteverfahren dargestellt. Es ergibt sich kein einheitliches Bild. Klare Folgerungen können daraus nicht gezogen werden. Die vorliegenden Ergebnisse reichen daher nicht aus, um bei der Normprüfung das bisherige Auswerteverfahren mit dem  $\sqrt{t}$ -Gesetz in Frage zu stellen oder zu ersetzen. Für die weiteren Vergleiche wurde deshalb die Auswertung der Ergebnisse der Normprüfung mit dem  $\sqrt{t}$ -Gesetz verwendet.

**Tab. 29** Ergebnisse der Auswertung mit einem zeitabhängigen Karbonatisierungskoeffizienten

Beton	Norm	PK-Serie 2007	PK-Serie 2016	Norm	PK-Serie 2007	PK-Serie 2016
	1. Herstellung	1. Herstellung	2. Herstellung	1. Herstellung	1. Herstellung	2. Herstellung
	$K_{SN}$	$K_{SN}$	$K_{SN}$	b	b	b
	mm/y <sup>1/2</sup>	mm/y <sup>1/2</sup>	mm/y <sup>1/2</sup>	-	-	-
Z1-1	4.13	5.03	5.42	0.383	0.427	0.509
Z1-2	3.35	2.96	2.95	0.390	0.378	0.401
Z1-3	2.75	2.72	2.46	0.371	0.408	0.409
Z2-1	6.20	5.24	7.75	0.383	0.330	0.547
Z2-2	4.62	4.42	4.50	0.367	0.319	0.433
Z2-3	5.46	5.80	4.21	0.488	0.504	0.418
Z3-1	2.82	2.91	2.20	0.388	0.408	0.320
Z4-1	4.14	5.74	3.10	0.401	0.483	0.399
Mittelwert	4.18	4.35	4.07	0.396	0.407	0.429



**Abb. 46** Karbonatisierungskoeffizient über die Zeit bei der Normprüfung (links) und bei der Vorkarbonatisierung der bewehrten Prüfkörper Serie 2016 (Wiederholung) (rechts). Auswertung mit einem zeitabhängigen Karbonatisierungskoeffizienten.

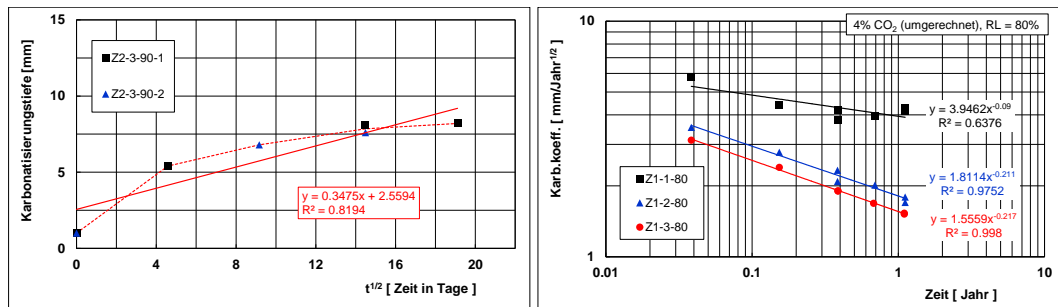


**Abb. 47** Vergleich der Auswertung mit den verschiedenen Verfahren. Auswertung mit dem  $\sqrt{t}$ -Gesetz (oben links); Auswertung mit einem zeitabhängigen Karbonatisierungskoeffizienten (oben rechts) und Vergleich der beiden Verfahren (unten links).

### 5.3 Laborprüfungen bei erhöhter relativer Luftfeuchtigkeit

#### 5.3.1 Prüfungen bei 4% CO<sub>2</sub>

Bei den lang dauernden Prüfungen mit einer relativen Luftfeuchtigkeit von 80 und 90% zeigte sich eine klare Abweichung vom  $\sqrt{t}$ -Gesetz (**Abb. 48**). Dabei wurden das bei den übrigen Prüfungen i.d.R. hohe Bestimmtheitsmass ( $R^2 > 0.95$ ) deutlich kleiner. Diese Prüfresultate wurden deshalb mit einem zeitabhängigen Korrelationskoeffizienten analysiert (**Abb. 48**). Die Ergebnisse dieser Auswertung sind in der **Tab. 30** zusammengefasst.



**Abb. 48** Karbonatisierungsverlauf beim Beton Z2-3 bei 90% relativer Luftfeuchtigkeit mit Verbindungslinie zwischen den Einzelpunkten und Regressionsgerade (links) und Auswertung mit einem zeitabhängigen Karbonatisierungskoeffizient beim Beton Z1.

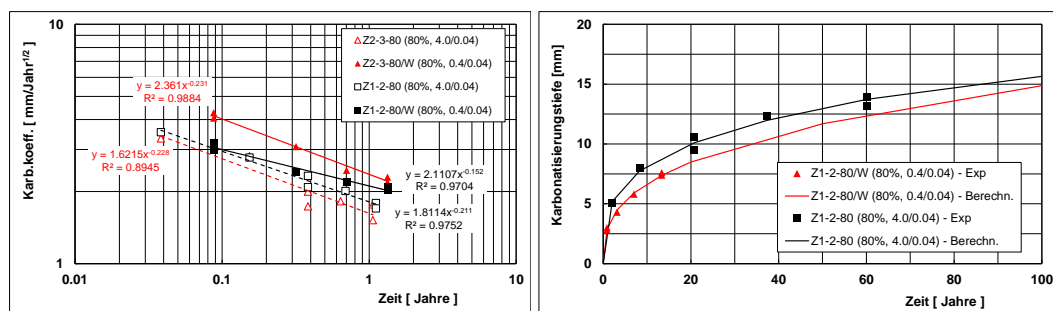
**Tab. 30** Ergebnisse der Prüfung bei einer relativen Luftfeuchtigkeit von 80 und 90%.

Beton	RL = 80%		RL = 90%	
	$K_{SN}$	b	$K_{SN}$	b
	mm/y <sup>b</sup>	-	mm/y <sup>b</sup>	-
Z1-1	3.95	0.410	2.62	0.351
Z1-2	1.81	0.289	0.74	0.156
Z1-3	1.56	0.283	0.46	0.100
Z2-1	3.78	0.289	2.47	0.207
Z2-2	2.34	0.269	1.53	0.197
Z2-3	1.62	0.272	1.01	0.179
Z3-1	1.50	0.314	0.84	0.210
Z4-1	3.47	0.408	2.24	0.337
Mittelwert	-	0.317	-	0.217
Std.abw.	-	0.055	-	0.080

### 5.3.2 Prüfungen bei 0.4% CO<sub>2</sub>

Um sicher zu sein, dass die Prüfungen mit 4% CO<sub>2</sub> und erhöhter Luftfeuchtigkeit korrekte Resultate und keine Artefakte liefern, wurden an zwei Betonen ergänzende Prüfungen bei einem 10-fach kleineren CO<sub>2</sub>-Gehalt durchgeführt. Die Ergebnisse wurden ebenfalls mit einem zeitabhängigen Karbonatisierungskoeffizienten analysiert (**Abb. 49** und **Tab. 31**). Bei der Analyse wurde der Korrekturfaktor c mit 1.0 eingesetzt (bei 4% CO<sub>2</sub> beträgt dieser 1.36 [Hunkeler 2012]). **Abb. 49** zeigt ein Beispiel einer Rückrechnung.

Die Übereinstimmung der Ergebnisse zwischen 4.0 und 0.4% CO<sub>2</sub> (**Abb. 49** links) darf in Anbetracht der unter diesen Prüfbedingungen häufig kleinen Karbonisierungstiefen von deutlich unter 5 bis 10 mm als gut beurteilt werden. Es darf daher gefolgert werden, dass die Ergebnisse der Prüfung mit einem CO<sub>2</sub>-Gehalt von 4.0% und hohen relativen Luftfeuchtigkeiten korrekt sind. Diese Folgerung konnte in [Hunkeler 2012] bereits für eine Luftfeuchtigkeit von 60% gezogen werden. Es ist damit zulässig, diese Ergebnisse ohne Einschränkung zu verwenden.



**Abb. 49** Auswertung mit einem zeitabhängigen Karbonisierungskoeffizient bei 80% relativer Luftfeuchtigkeit und einem CO<sub>2</sub>-Gehalt von 4 und 0.4% beim Beton Z2-3 (links) und berechneter Karbonisierungsverlauf (Berechn.) beim Beton Z1-2 mit den gemessenen Einzelwerten aus der Prüfung (Exp) (rechts).

**Tab. 31** Vergleich der Ergebnisse der Prüfung mit einem CO<sub>2</sub>-Gehalt von 4.0 und 0.4% und einer relativen Luftfeuchtigkeit von 80 und 90%.

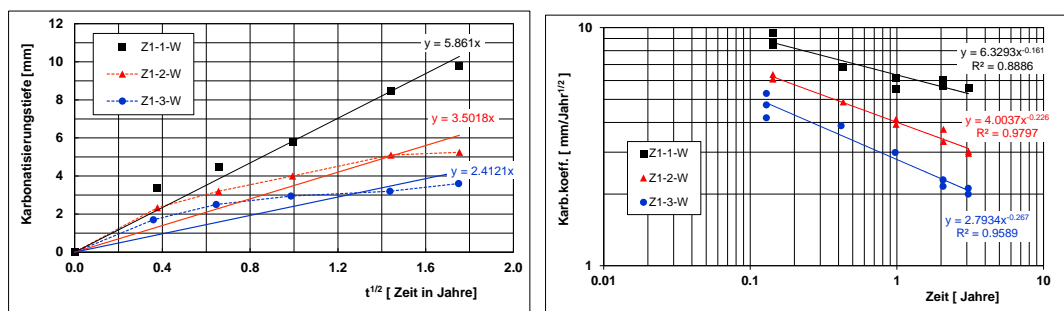
Beton	CO <sub>2</sub> -Gehalt	RL = 80%		RL = 90%	
		K <sub>SN</sub>	b	K <sub>SN</sub>	b
		%	mm/y <sup>1/2</sup>	-	mm/y <sup>1/2</sup>
Z1-2	4.0	1.81	0.289	0.74	0.156
Z1-2W	0.4	2.11	0.348	0.90	0.300
Z2-3	4.0	1.62	0.272	1.01	0.179
Z2-3W	0.4	2.36	0.269	0.68	0.151
Mittelwert		-	0.295		0.197
Std.abw.		-	0.032		0.061

## 5.4 Auslagerungen im Stevenson-Screen in Wildegg, Horw und Visp

Für die folgende Analyse standen die Ergebnisse der 3-jährigen Auslagerung der Prismen in Wildegg, Horw und Visp zur Verfügung.

Die **Abb. 50** (links) zeigt beispielhaft, dass beim wenig dichten Betonen Z1-1 die Karbonatisierung auch über den Zeitraum von 3 Jahren dem  $\sqrt{t}$ -Gesetz folgt. Bei den dichteren Betonen Z1-2 und Z1-3 verlangsamt sich die Karbonatisierung erheblich mehr als gemäss dem  $\sqrt{t}$ -Gesetz zu erwarten wäre (**Abb. 50**, rechts). Die möglichen Ursachen hierfür werden in [Greve-Dierfeld 2019] erläutert. Wegen der beobachteten Abweichungen vom  $\sqrt{t}$ -Gesetz wurde hier die gleiche Auswertung gewählt wie bei den Untersuchungen mit erhöhter Luftfeuchtigkeit. Die **Abb. 51** zeigt die Auswertung der Betone Z1-1 und Z1-3 für die drei Auslagerungsorte. Die Werte von Visp liegen deutlich über jenen von Wildegg und Horw. In **Tab. 32** sind alle Ergebnisse zusammengestellt. Die Werte für den Zeitexponenten der drei Auslagerungsorte sind deutlich unterschiedlich. Visp weist die höchsten, Horw die tiefsten Werte auf.

In **Abb. 52** sind die Ergebnisse im Vergleich zum Normwert dargestellt. Die Abweichung liegen in Wildegg bei +0.37 mm/y<sup>0.5</sup> (105%), in Horw bei -0.12 mm/y<sup>0.5</sup> (96%) und in Visp im Mittel bei +1.44 mm/y<sup>0.5</sup> (129%). Die gute Übereinstimmung der Ergebnisse in Wildegg ist wohl auf die Tatsache zurückzuführen, dass die Berechnung des Korrekturfaktors auf den Ergebnissen der Auslagerung in Wildegg basierte. Die hohe prozentuale Abweichung vom Normwert in Visp ist auf die tiefere relative Luftfeuchtigkeit zurückzuführen (siehe **Kapitel 4.1**). Die Luftfeuchtigkeit könnte im Bereich der maximalen Karbonatisierungsgeschwindigkeit liegen. Auf diesen Befund wird weiter im **Kapitel 5.6** eingegangen.



**Abb. 50** Karbonatisierungsverlauf beim Beton Z1 im Stevenson-Screen in Wildegg mit Verbindungslinien zwischen den Einzelpunkten und Regressionsgeraden bei den Betonen Z1-2W und Z1-3W (links) und Auswertung mit einem zeitabhängigen Karbonatisierungskoeffizient beim Beton Z1.



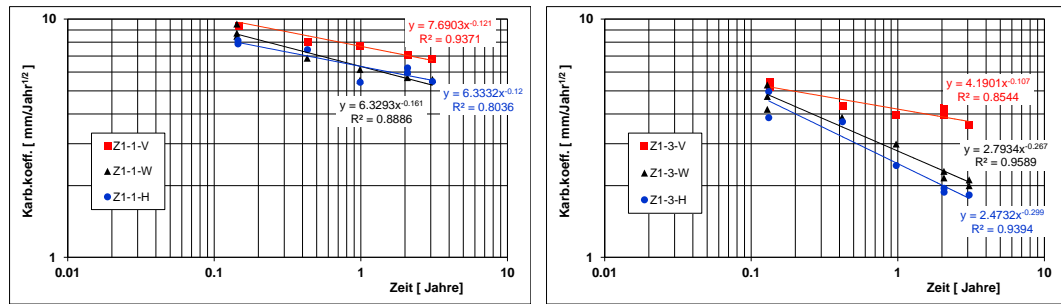


Abb. 51 Vergleich des zeitlichen Verlaufs des Karbonatisierungskoeffizienten für die Betone 1-1 und 1-3 in Wildegg, Horw und Visp.

Tab. 32 Ergebnisse der Auslagerung der Betone in den Stevenson-Screens in Wildegg, Horw und Visp.

Beton	Karbonatisierungskoeffizient $K_N$ , mm/y <sup>1/2</sup>			Zeitexponent b		
	Auslagerungsort					
	Wildegg	Horw	Visp	Wildegg	Horw	Visp
Z1-1	6.33	6.33	7.69	0.339	0.380	0.379
Z1-2	4.00	3.13	5.13	0.274	0.191	0.437
Z1-3	2.79	2.47	4.19	0.233	0.201	0.393
Z2-1	9.30	8.68	10.27	0.375	0.345	0.386
Z2-2	6.60	6.04	7.82	0.324	0.249	0.413
Z2-3	5.26	4.14	5.73	0.349	0.328	0.428
Z3-1	3.50	3.42	4.60	0.334	0.303	0.445
Z4-1	5.36	5.02	6.28	0.369	0.384	0.430
Mittelwert	-	-	-	0.325	0.298	0.414
Std.abw.	-	-	-	0.045	0.071	0.023

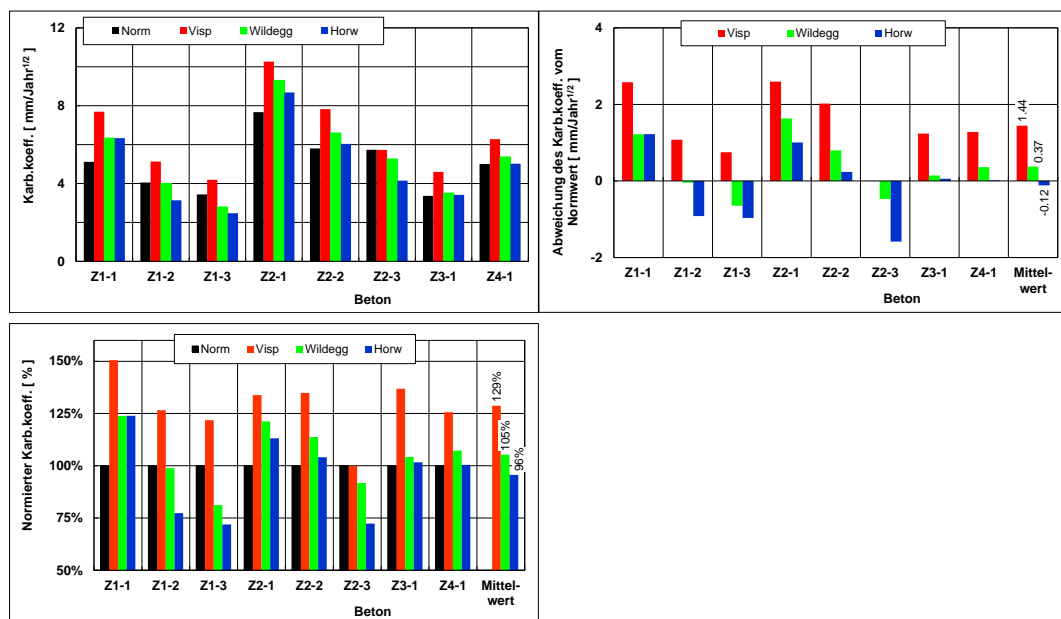


Abb. 52 Vergleich der Karbonatisierungskoeffizienten aus der Normprüfung mit jenen der drei Auslagerungsorte (links oben); Abweichungen vom Normwert (rechts oben) und Vergleich der normierten Werte (unten links). Referenz: Karbonatisierungskoeffizient aus der Normprüfung.

## 5.5 Ergebnisse an den Prüfkörpern Serie 2007

Die letzte Messung der Karbonisierungstiefe bei 6 von 10 (alten) Prüfkörpern (Serie 2007) fand im Mai 2018, d.h. nach ca. 10-jähriger Auslagerung, statt. Die Ergebnisse sind in **Tab. 33** aufgeführt. Der Unterschied zwischen den vorkarbonatisierten und nicht vorkarbonatisierten Prüfkörpern ist erwartungsgemäss gross. Die Differenz zwischen den Seiten mit dem Betonstahl und jener mit dem Top12 variiert zwischen +0.3 und -2.9 mm und liegt im Mittel bei -1.2 mm. Daraus darf geschlossen werden, dass die kurzzeitige Beaufschlagung der Seite der Prüfkörper mit dem Betonstahl mit Wasser die Karbonatisierung nicht oder nur unwesentlich verlangsamt hat.

Der Zunahme der Karbonisierungstiefen seit der vorhergehenden Messung im Jahre 2013 ist gering (0 bis +5 mm, siehe **Tab. 12** und **Tab. 13**). Dies gilt für die vorkarbonatisierten und nicht vorkarbonatisierten Prüfkörper.

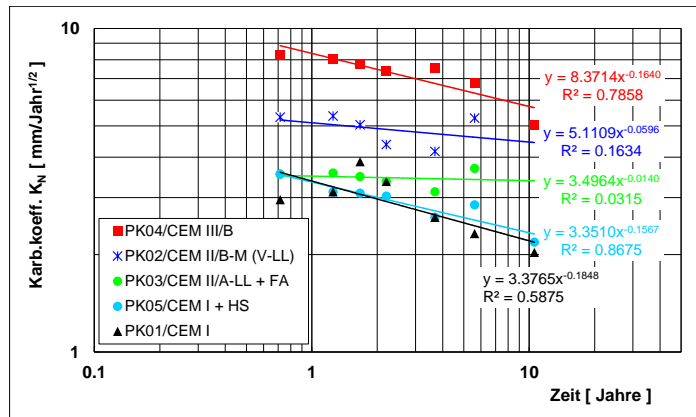
**Tab. 33** Karbonisierungstiefe der alten Prüfkörper Serie 2007 nach 10-jähriger Auslagerung im Schwindraum (2008-2015), im Stevenson-Screen in Wildegg (2015-2017) und im Klimaschrank (2017-2018).

Parameter	Karbonisierungstiefe, mm						Mittelwert																			
	PK 01	PK 01K	PK 04	PK 04K	PK 05	PK 05K																				
Anzahl Werte	15	15	15	15	21	21																				
Mittelwert	<table border="1"> <tr> <td rowspan="3">Seite Betonstahl</td> <td>6.6</td> <td>18.6</td> <td>16.3</td> <td>29.2</td> <td>7.1</td> <td>18.6</td> </tr> <tr> <td>1.5</td> <td>1.9</td> <td>2.1</td> <td>2.5</td> <td>1.3</td> <td>1.7</td> </tr> <tr> <td>22%</td> <td>10%</td> <td>13%</td> <td>9%</td> <td>18%</td> <td>9%</td> </tr> </table>						Seite Betonstahl	6.6	18.6	16.3	29.2	7.1	18.6	1.5	1.9	2.1	2.5	1.3	1.7	22%	10%	13%	9%	18%	9%	1.8
Seite Betonstahl								6.6	18.6	16.3	29.2	7.1	18.6													
								1.5	1.9	2.1	2.5	1.3	1.7													
	22%	10%	13%	9%	18%	9%																				
Std.abw.																										
Varianz							14%																			
Mittelwert	<table border="1"> <tr> <td rowspan="3">Seite Top12</td> <td>6.5</td> <td>17.9</td> <td>16.7</td> <td>26.2</td> <td>5.5</td> <td>16.5</td> </tr> <tr> <td>1.0</td> <td>1.4</td> <td>1.6</td> <td>3.2</td> <td>1.2</td> <td>1.7</td> </tr> <tr> <td>16%</td> <td>8%</td> <td>10%</td> <td>12%</td> <td>22%</td> <td>10%</td> </tr> </table>						Seite Top12	6.5	17.9	16.7	26.2	5.5	16.5	1.0	1.4	1.6	3.2	1.2	1.7	16%	8%	10%	12%	22%	10%	1.7
Seite Top12								6.5	17.9	16.7	26.2	5.5	16.5													
								1.0	1.4	1.6	3.2	1.2	1.7													
	16%	8%	10%	12%	22%	10%																				
Std.abw.																										
Varianz							13%																			
Differenz der Mittelwerte, mm	-0.2	-0.7	0.3	-2.9	-1.7	-2.1	-1.2																			

Zusammen mit den Daten des Vorgängerprojektes wurden die Karbonisierungskoeffizienten der nicht vorkarbonatisierten Prüfkörper berechnet. Die Ergebnisse sind in der **Tab. 34** aufgeführt und in der **Abb. 53** gezeigt. Die Werte für die Betone mit CEM I (PK01, Z3-1) und CEM III/B (PK04, Z2-2) können mit jenen von Wildegg in der **Tab. 32** verglichen werden. In beiden Fällen weisen die Betone mit dem CEM III/B die höchsten Karbonisierungskoeffizienten auf. Der mittlere Zeitexponent ist nach der 10-jährigen Auslagerung mit  $0.384 \pm 0.067$  leicht höher als jener nach der 3-jährigen Auslagerung mit  $0.325 \pm 0.045$  (**Tab. 32**).

**Tab. 34** Karbonisierungskoeffizienten der bewehrten, nicht vorkarbonatisierten (alten) Prüfkörper Serie 2007 nach 5.5 bzw. 10-jähriger Lagerung im Schwindraum und Stevenson-Screen in Wildegg.

Beton	Auslagerungszeit, Jahre	Karbonisierungskoeffizient, $\text{mm/y}^{1/2}$	Zeitexponent b, -
PK01/CEM I	10	3.38	0.315
PK02/CEM II/B-M (V-LL)	5.5	5.11	0.440
PK03/CEM II/A-LL + FA	5.5	3.50	0.486
PK04/CEM III/B	10	8.37	0.336
PK05/CEM I + HS	10	3.35	0.343
Mittelwert	-	-	0.384
Standardabweichung	-	-	0.067



**Abb. 53** Karbonatisierung der (alten), im Schwindraum und im Stevenson-Screen gelagerten Prüfkörper (Serie 2007).

## 5.6 Einfluss der rel. Luftfeuchtigkeit auf den Karbonatisierungskoeffizienten und Zeitexponenten (alle Untersuchungen)

Wie in den vorhergehenden Kapiteln bereits erkennbar war, hat die relative Luftfeuchtigkeit einen sehr ausgeprägten Einfluss auf den Karbonatisierungsverlauf. Nachfolgend werden die Ergebnisse der unterschiedlichen Auslagerungsarten miteinander verglichen. Für die Auslagerungsorte wurden die mittleren relativen Luftfeuchtigkeiten der eigenen Messungen (**Tab. 22**) eingesetzt:

- Wildegg 77%
- Horw 78%
- Visp 64%.

In den **Abb. 54** bis **Abb. 56** sind die Resultate zusammengefasst. Die Trendlinien (Polynome) wurden unter der Annahme berechnet, dass die Karbonatisierungsgeschwindigkeit bei einer relativer Luftfeuchtigkeit von 57% maximal und bei 100% Null ist. Die Ergebnisse deuten jedoch an, dass die maximale Karbonatisierungsgeschwindigkeit evtl. bei einer relativen Luftfeuchtigkeit zwischen 60 und 70% auftreten könnte (siehe dazu Anmerkung 1 unten). Wäre dies so, müssten die Bedingungen bei der Laborprüfung ggf. angepasst werden. Bevor allerdings ein solcher Schritt gemacht wird, müssten dazu detailliertere Untersuchungen durchgeführt werden.

Vorerst könnte ein einfacherer Ansatz gewählt werden, um bei den Ergebnissen von Visp eine bessere Übereinstimmung zu erzeugen. Dafür müsste nur der Korrekturfaktor  $c$  von 1.36 auf ca. 1.70 ( $1.36 \times 1.25$ ) angehoben werden. Bedingungen wie in Visp (Wallis) sind auch im Tessin sowie in einigen wenigen anderen Gegenden der Schweiz zu erwarten. Für die Gesamtbewertung dieser Unterschiede ist zwingend auch das von der Karbonatisierung ausgehende Korrosionsrisiko einzubeziehen (siehe **Kapitel 6** und **7**).

Beim Zeitexponenten können die Ergebnisse der Laborprüfungen (**Abb. 56**, oben links) und jenen der Auslagerung im SC kombiniert werden (**Abb. 56**, oben rechts).

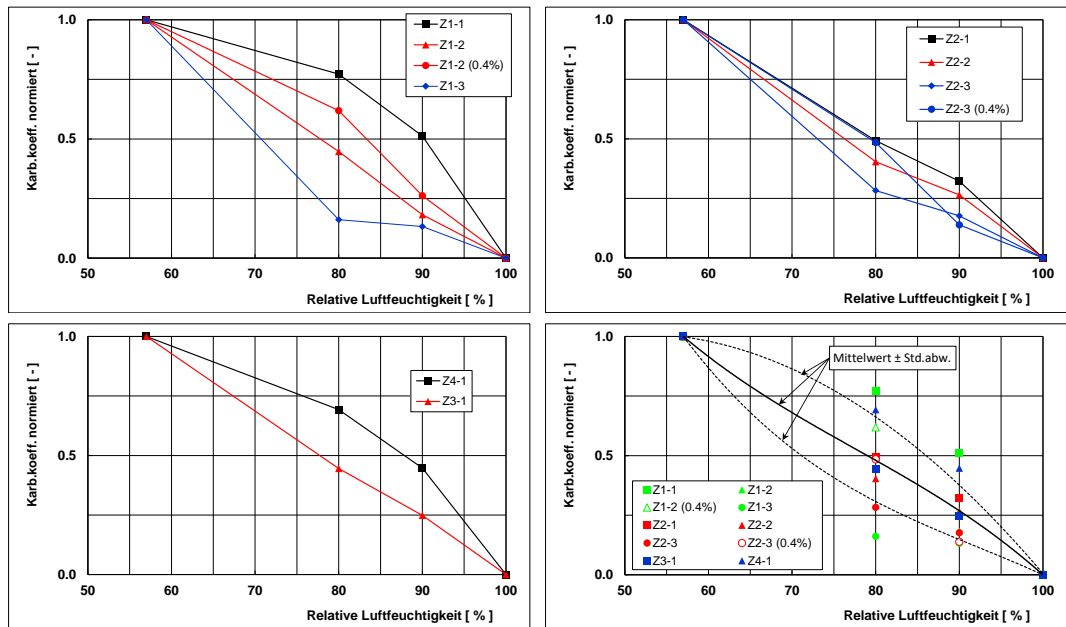
### Anmerkungen

- 1) Die Charakterisierung eines Auslagerungsortes mit Hilfe der mittleren relativen Luftfeuchtigkeit ist zwar einfach, im Grundsatz aber wohl ungenügend. Vielmehr müsste die Wirkung der schwankenden relativen Luftfeuchtigkeit auf die (momentane) Karbonatisierungsgeschwindigkeit berücksichtigt werden. Dies ist aber nicht einfach, da dafür zuerst geeignete Funktionen gefunden werden müssten, die die Abhängigkeit des Faktors  $r_K$  und des Zeitexponenten  $b$  (Gleichung 1a) von der relativen Luftfeuchtigkeit ausreichend genau beschreiben. Die in **Abb. 54** bis **Abb. 56** gezeigten Ergebnisse könnten

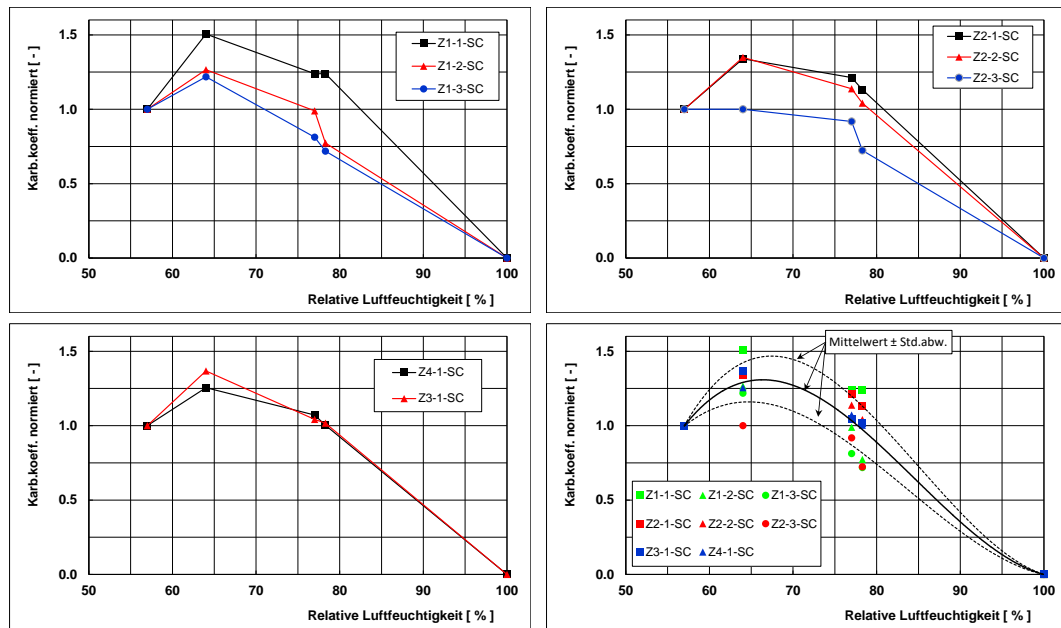
dazu hilfreich sein. Bei der Beschreibung der Wirkung müsste die sehr variable zeitliche Länge einer bestimmten relativen Luftfeuchtigkeit ebenso berücksichtigt werden wie die verzögerte Reaktion des Betons auf RL-Änderungen. Dazu müsste geklärt werden, welche Mittelwerte (z.B. Stunden-, Tages- oder Wochenmittelwerte) für die relative Luftfeuchtigkeit zweckmässigerweise verwendet werden sollten. Diese Überlegungen zeigen, dass ein neuer Kennwert als Ersatz für die mittlere relative Luftfeuchtigkeit zur Charakterisierung eines Auslagerungsortes zurzeit nicht verfügbar ist und nicht ohne weitere Untersuchungen hergeleitet werden kann.

Bei der probabilistischen Modellierung wird die Streuung der relativen Luftfeuchtigkeit berücksichtigt.

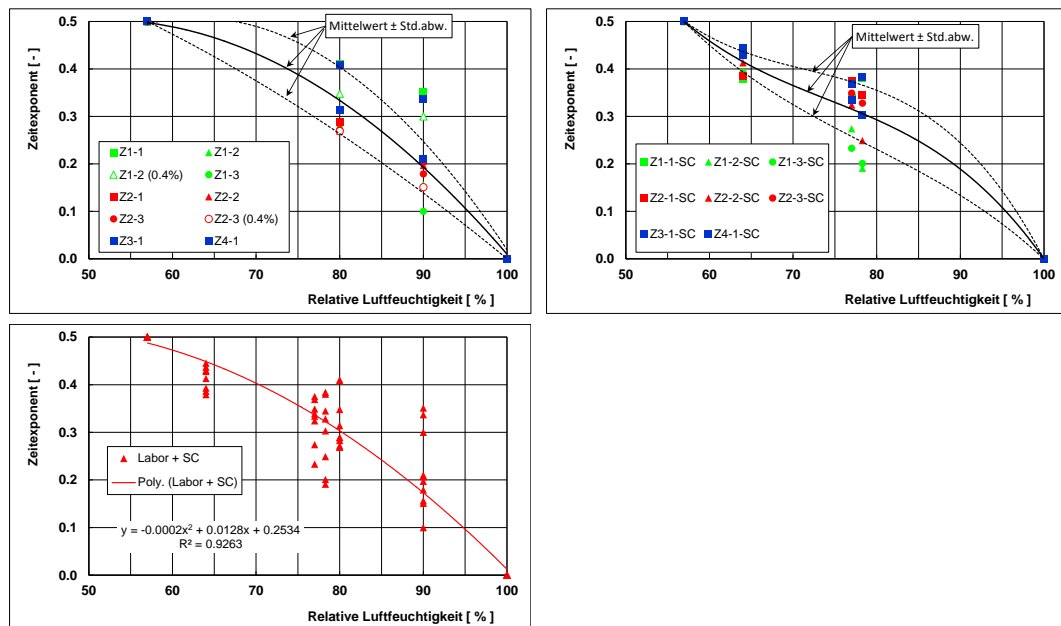
- 2) Bei der Einführung des Korrekturfaktor  $c$  [Hunkeler 2012] wurde bewusst darauf verzichtet, diesen von der Betonzusammensetzung abhängig zu machen, um eine einfache Basis für die Festlegung der Normvorgaben und auch für die Modellierung zu erhalten. Dabei wurde eine gewisse Ungenauigkeit in Kauf genommen. Die nun vorliegenden Ergebnisse zeigen, dass in Wildegg und Horw (Mittelland) die Abweichungen vom Wert der Normprüfung (**Abb. 48**, unten links) mit  $\pm 25\%$  in einem durchaus akzeptablen Rahmen liegen. In Anbetracht der untersuchten Zementarten und w/z-Werte, die ein für die Schweiz ausreichend breites Spektrum abdecken, ist eine Verfeinerung zurzeit nicht notwendig.



**Abb. 54** Abhängigkeit des normierten Karbonisierungskoeffizienten aus der Schnellkarbonatisierung von der relativen Luftfeuchtigkeit. Referenz: Werte bei einem  $\text{CO}_2$ -Gehalt von 4% und einer relativen Luftfeuchtigkeit von 57%. Oben und unten links: einzelne Zementarten; unten rechts: alle Werte.



**Abb. 55** Abhängigkeit des normierten Karbonatisierungskoeffizienten der Auslagerung in den Stevenson-Screens in Wildegg, Horw und Visp von der relativen Luftfeuchtigkeit. Referenz: Werte bei einem CO<sub>2</sub>-Gehalt von 4% und einer relativen Luftfeuchtigkeit von 57%.



**Abb. 56** Abhängigkeit des Zeitexponenten bei den Laborprüfungen mit erhöhter relativer Luftfeuchtigkeit (oben links) und der Auslagerung in den Stevenson-Screens in Wildegg, Horw und Visp (oben rechts). Zusammenfassung aller Ergebnisse (unten links).

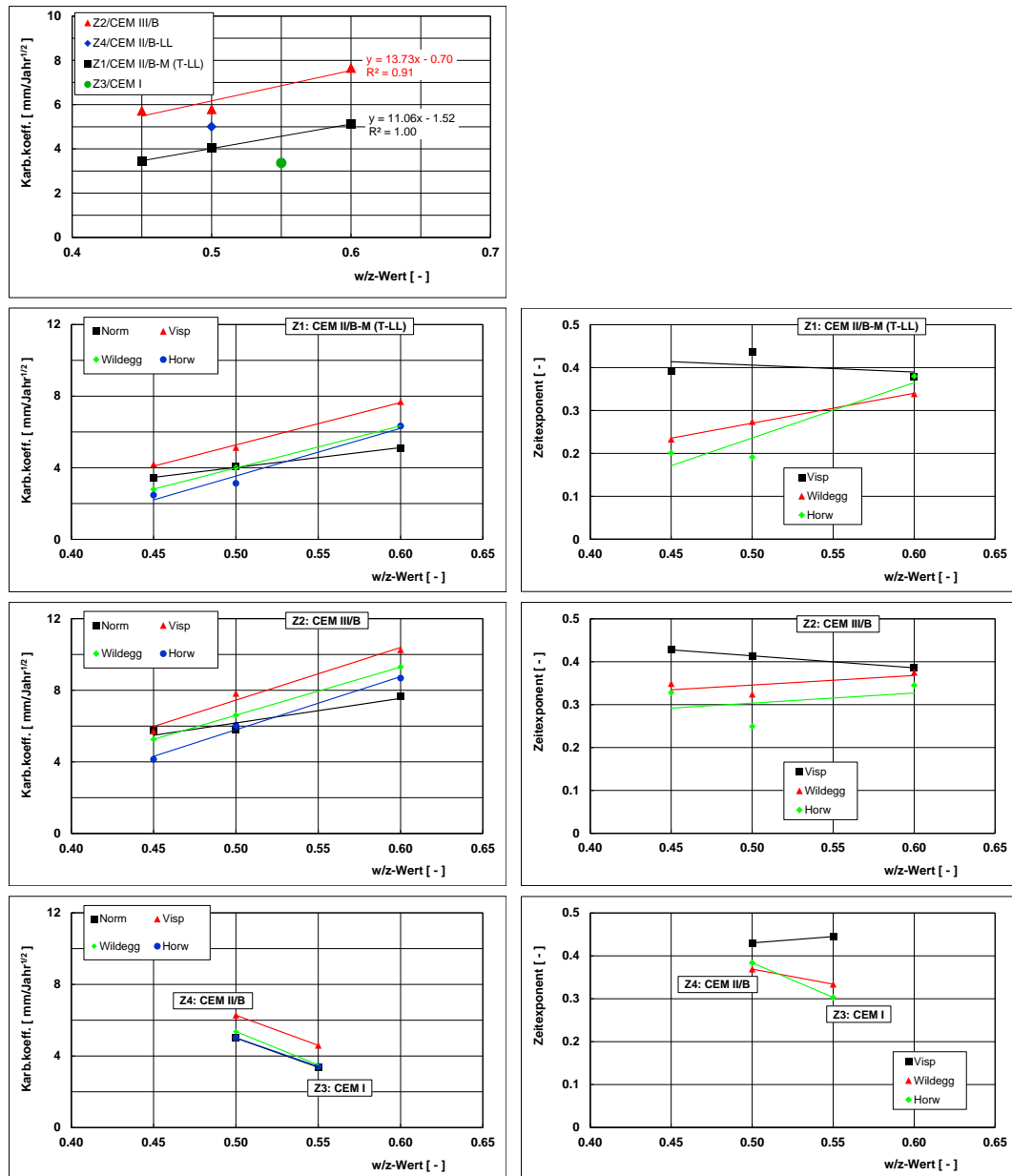
## 5.7 Einfluss des w/z-Wertes auf den Karbonatisierungskoeffizienten und den Zeitexponenten (alle Untersuchungen)

Zwei Betonsorten wurden mit drei verschiedenen w/z-Werten hergestellt. Dies ermöglicht den Einfluss des w/z-Wertes auf die Karbonatisierung zu betrachten. Aus **Abb. 57** mit den Ergebnissen der Normprüfungen und der Auslagerung im Stevenson-Screen geht hervor, dass die Abhängigkeit des Karbonatisierungskoeffizienten der Betone Z1 und Z2 vom w/z-Wert für alle Auslagerungsorte ähnlich ist. Die Trendlinien für Wildegg und Horw liegen sehr nahe beieinander, während jene für Visp höher liegen. Dies ist auch aus **Abb. 57** (unten) ersichtlich, wobei die Werte für den Beton Z4 (CEM II/B-LL) mit dem tieferen w/z-Wert deutlich höher sind als jene für den Beton Z3 (CEM I). Auffallend ist die geringere Steigung der Geraden für die Normprüfung. Dies bedeutet, dass die Normprüfung bei weniger dichten Beton zu niedrige Werte ergibt. Zurückgeführt werden könnte dies auf eine für solche Betone zu hohe Beschleunigung bzw. auf einen zu wenig genauen Korrekturfaktor c.

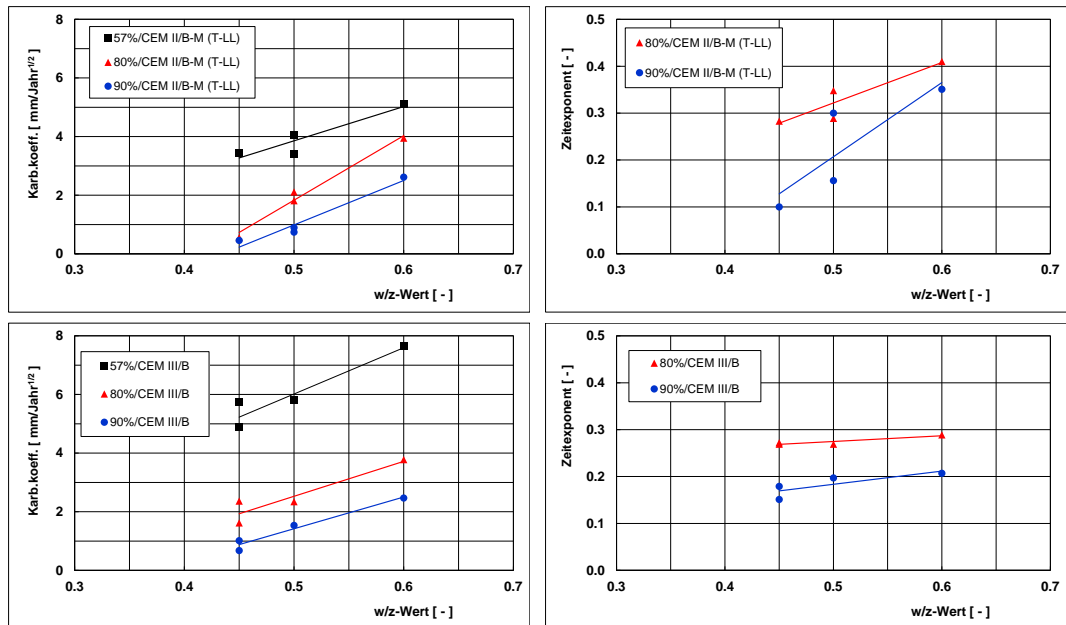
Die Abhängigkeit des Zeitexponenten von der relativen Luftfeuchtigkeit wird offenbar auch von der Zementart beeinflusst (**Abb. 57**). Die Werte für Visp sind, wie schon im **Kapitel 5.4** besprochen, höher (trockener) als jene für Wildegg und Horw (feuchter).

Die **Abb. 58** mit den Ergebnissen der Prüfungen bei höherer Luftfeuchtigkeit zeigen ein analoges Bild. Gut erkennbar ist der starke Einfluss der Luftfeuchtigkeit auf den Zeitexponenten b.

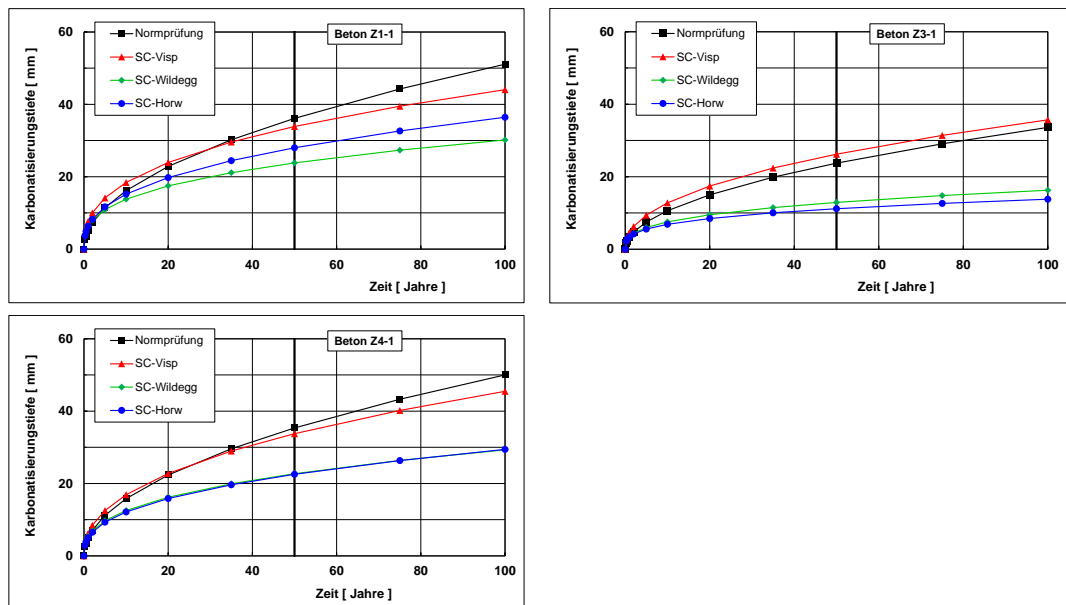
Aus den Ergebnissen kann gefolgert werden, dass mit abnehmendem w/z-Wert und zunehmender relativen Luftfeuchtigkeit nicht nur der Karbonatisierungskoeffizient, sondern auch der Zeitexponent b abnimmt. Langfristig wirkt sich dies sehr erheblich auf den Karbonatisierungsverlauf aus, wie die Beispiele in **Abb. 59** zeigen. Mit dem mit der Normprüfung gemäss SIA 262/1 ermittelten Karbonatisierungskoeffizienten und einem Zeitexponenten  $b = 0.50$  kann der zeitliche Verlauf der Karbonatisierung in Visp gut nachgerechnet werden. Dies gilt zumindest für die Auslagerung in den ersten drei Jahren. Die Nachrechnung der Karbonatisierung mit den Laborwerten versagt aber in Wildegg und Horw, d.h. für das schweizerische Mittelland. Der Grund dafür ist der tiefere b-Wert.



**Abb. 57** Karbonatisierungskoeffizient (links) und Zeitexponent (rechts) aus der Normprüfung ( $\sqrt{t}$ -Gesetz,  $b = 0.50$ ) und der Auslagerungen in Wildegg, Horw und Visp (Auswertung mit einem zeitabhängigen Karbonatisierungskoeffizienten) in Abhängigkeit vom w/z-Wert.



**Abb. 58** Karbonatisierungskoeffizient (links) und Zeitexponent (rechts) aus den Normprüfungen (Auswertung mit  $\sqrt{t}$ -Gesetz) und von den Prüfungen bei erhöhten relativen Luftfeuchtigkeiten (Auswertung mit einem zeitabhängigen Karbonatisierungskoeffizienten) in Abhängigkeit vom w/z-Wert.



**Abb. 59** Berechnung des zeitlichen Karbonatisierungsverlaufs mit den Ergebnissen aus der Normprüfung und der Auslagerung.

## 5.8 Nachrechnung mit dem Modell von Gehlen

Unter unbewitterten Expositionsbedingungen (Expositionsklasse XC3) ist im Modellansatz von Gehlen [Gehlen 2000] nur noch der Übertragungsfaktor für Umwelteinwirkungen  $k_e$  wirksam. In der **Tab. 35** sind die Werte für  $\sqrt{k_e}$  für einige relative Luftfeuchtigkeiten aufgeführt (siehe Gleichung 6). Als Referenz wurde eine Luftfeuchtigkeit von 57% gewählt. Mit dem Wert für  $\sqrt{k_e}$  wird der Karbonatisierungskoeffizient abgemindert. Das  $\sqrt{t}$ -Gesetz bleibt erhalten. Die **Abb. 60** (links) zeigt, dass die Modellierung mit dem Modell von Gehlen den zeitlichen Verlauf in Visp wesentlich besser abbildet als jener in Wildegg und Horw. Aus

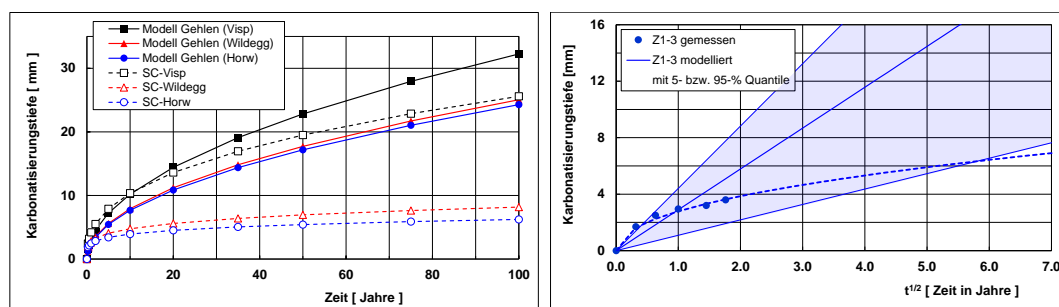


der probabilistischen Nachrechnung (**Abb. 60**, rechts) geht hervor, dass in den ersten Jahren die gemessenen Werte über der 95% Quantile liegen. Nach etwa 30 Jahren schneidet die 5% Quantile die Kurve mit den experimentellen Ergebnissen.

Zusammenfassend kann aus dem Vergleich geschlossen werden, dass das Modell von Gehlen für trockene Verhältnisse besser geeignet ist als für die Verhältnisse wie sie im Schweizerischen Mittelland häufig sind. Es führt unter gewissen Bedingungen zu sehr konservativen Anforderungen an den Beton und/oder die Überdeckung.

**Tab. 35** Übertragungsfaktor für Umwelteinwirkungen  $k_e$  und  $\sqrt{k_e}$  für einige rel. Luftfeuchtigkeiten gemäss Gleichung 6

Relative Luftfeuchtigkeit, %	$k_e$ (Ref. 57%), -	$\sqrt{k_e}$ (57%), -
57	1.00	1.00
65	0.86	0.93
75	0.59	0.77
80	0.43	0.66
90	0.13	0.35
100	0.00	0.00



**Abb. 60** Vergleich der Ergebnisse aus dem Modell Gehlen [Gehlen 2000] und der Resultate aus dem Stevenson-Screen in Wildeg, Horw und Visp gemäss **Tab. 32** für den Beton Z1-3 (links) und mit dem gleichen Modell berechnete Karbonatisierungstiefe (Mittelwert und Streuband für 5% und 95% Quantile) für Wildeg (rechts).

## 5.9 Zusammenfassung

Die umfangreichen Laborprüfungen bei 0.4 und 4.0 % CO<sub>2</sub> und relativen Luftfeuchtigkeiten von 57, 80 und 90% führen zusammen mit den Ergebnissen der unbewitterten Auslagerung in Wildeg, Horw und Visp zu folgenden Erkenntnissen:

- Wie erwartet karbonatisieren die acht untersuchten Betone unterschiedlich schnell. Sie zeigen auch keine einheitliche Veränderung der Karbonatisierungsgeschwindigkeit mit der relativen Luftfeuchtigkeit. Massgebend hierfür ist die Kapillarkondensation bzw. die Sorptionsisotherme (siehe **Kap. 2.1.1** und [Hunkeler 1994]).
- Die Karbonatisierung von Betonen kann auch bei erhöhten relativen Luftfeuchtigkeiten mit einem CO<sub>2</sub>-Gehalt von 4% untersucht werden, ohne dass Störeffekte auftreten. Dies bedeutet, dass mit einer Versuchsdauer bei der Schnellkarbonatisierung von 1 Jahr schon sehr lange Nutzungszeiten nachgestellt werden können (gemäss Gleichung 12 über 50 Jahre). Dieser Befund ermöglicht es, die Schnellkarbonatisierung anstelle von Langzeitstudien mit Betonen unter natürlichen relativen Luftfeuchtigkeiten zu nutzen, oder auch damit das langfristige Verhalten von neuen Betonen und/oder Zementarten zu evaluieren. Dies gilt zunächst für die unbewitterte Exposition. Das Verfahren könnte

aber mit einer entsprechenden Anpassung bei der relativen Luftfeuchtigkeit auch für die bewitterte Exposition angewendet werden.

- Im Gegensatz zu den Ergebnissen der Normprüfung weist der zeitliche Verlauf der Karbonatisierung der Betone mit einem  $w/z$ -Wert  $\leq 0.50$  oder jener bei höheren Luftfeuchtigkeiten eine deutliche Abweichung vom  $\sqrt{t}$ -Gesetz auf. Die Abnahme kann auf einen zeit- bzw. tiefenabhängigen Karbonatisierungskoeffizienten zurückgeführt werden [Greve-Dierfeld 2019].
- Mit dem in der Normprüfung gemäss SIA 262/1 ermittelten Karbonatisierungskoeffizienten und einem Zeitexponenten  $b = 0.50$  kann der zeitliche Verlauf der Karbonatisierung in Visp gut nachgerechnet werden, nicht aber jener in Wildegg und Horw. Der Grund dafür ist die im schweizerischen Mittelland höhere Luftfeuchtigkeit, die zu einem deutlich kleineren  $b$ -Wert führt.
- Die Karbonatisierungsgeschwindigkeiten in Visp sind wesentlich höher als in Wildegg und Horw. Dies ist auf das trockene Klima mit einer mittleren relativen Luftfeuchtigkeit unter 70% zurückzuführen. Unklar ist, ob a) der für die Umrechnung der Ergebnisse der Schnellkarbonatisierung verwendete Korrekturfaktor nicht richtig ist und/oder b) die maximale Karbonatisierungsgeschwindigkeit zwischen 57% (Laborklima) und 70% liegt.
- Der mittlere Zeitexponent  $b$  liegt bei den Karbonatisierungsuntersuchungen im Labor mit rel. Luftfeuchtigkeit von 80 und 90% sowie bei der unbewitterten Aussenlagerung in vielen Fällen deutlich unter 0.50 (**Tab. 36**). Generell gilt: je trockener die Luft und je kleiner der Karbonatisierungswiderstand, desto kleiner wird die Abweichung von  $b = 0.50$ .

**Tab. 36** Zusammenstellung der Werte für den Zeitexponenten  $b$

Messort	Rel. Luftfeuchtigkeit, %	CO <sub>2</sub> -Gehalt	Zeitexponenten $b$ , -	
			Laborbedingungen	Unbewitterte Aussenlagerung
Labor	80%	4.0% (0.4%)	0.317 ± 0.055	
Labor	90%		0.217 ± 0.080	
Wildegg	75-80%	450-500 ppm	0.325 ± 0.045	
Horw	75-80%	400-450 ppm	0.298 ± 0.071	
Visp	65-70%		0.414 ± 0.023	

- Die Grenzwerte für den Karbonatisierungswiderstand wurden mit  $r_K = 0.80$  (Gleichung 1b) berechnet. Dieser Werte ist zu tief angesetzt. Damit bestätigt sich die im Forschungsantrag für dieses Projekt formulierte Vermutung. Für das Mittelland sollte  $r_K = 1.0$  sein. Für das Wallis, das Tessin und das Engadin sollte  $r_K$  ca. 1.25 betragen.
- Der für die Festlegung der Grenzwerte für den Karbonatisierungswiderstand angenommen Wert für den Zeitexponenten  $b$  von 0.40 (Gleichung 1b) kann für das Mittelland belassen werden. Er ist auf der sicheren Seite. Für das Wallis und das Tessin müsste er leicht erhöht werden.
- Das Modell von Gehlen [Gehlen 2000] ist für die Modellierung der Karbonatisierung von Betonen unter unbewitterten Expositionsbedingungen nicht bzw. nur sehr bedingt geeignet. Der Hauptgrund hierfür ist, dass unter diesen Bedingungen für die Berechnung das  $\sqrt{t}$ -Gesetz zu Grunde gelegt wird. Die Abweichung zu den experimentellen Ergebnissen wird mit abnehmendem Zeitexponenten grösser.

## 6 Resultate der Korrosionsuntersuchungen mit den Prüfkörpern Serie 2007

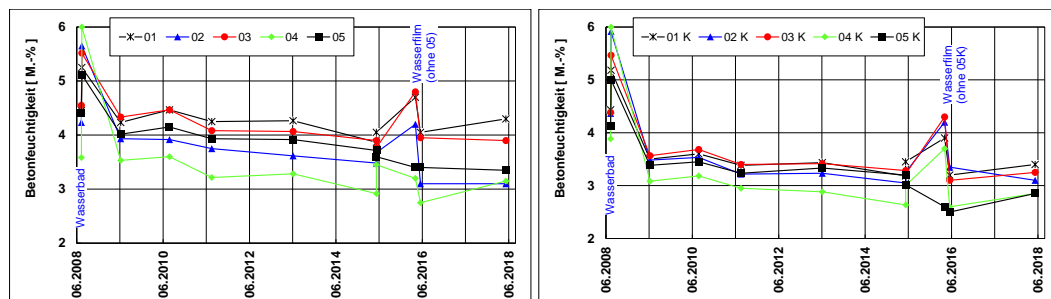
### 6.1 Vorbemerkung

Um den Berichtstext kurz zu halten, werden nachfolgend nicht alle vorhandenen Ergebnisse gezeigt. Diese sind **Anhang III** enthalten.

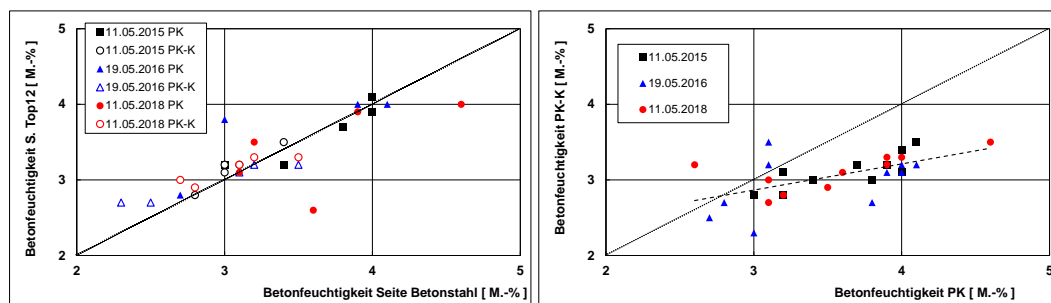
### 6.2 Betonfeuchtigkeit

Nach der Herstellung der Prüfkörper im Okt./Nov. 2007 wurden diese zunächst im Schwindraum (20 °C, 70% rel. Luftfeuchtigkeit) aufbewahrt. Im Juli 2008 wurden sie während drei Tagen in einem Wasserbad gelagert. Danach folgte die mehrjährige unbewitterte Auslagerung im Stevenson-Screen.

Die Betonfeuchtigkeit war nach der Wasserlagerung sehr hoch (5 bis 6 M.-%). Seither wurden die Prüfkörper nie mehr ganz nass und die Betonfeuchtigkeit verringerte sich auf Werte zwischen 3 und 4 M.-% (**Abb. 61**). Die Seite mit den Betonstählen wurden einige Male mit einem 3 mm hohen Wasserfilm beaufschlagt. Der dadurch verursachte Anstieg der Betonfeuchtigkeit ist gut erkennbar (siehe Werte im Mai 2016). Der Vergleich zeigt (**Abb. 62**), dass zwischen den Seiten mit dem Betonstahl und jenen mit dem Top12 keine relevanten Unterschiede bestehen. Einige der auffallenden Werte können auf die vorhergehende Beaufschlagung mit Wasser zurückgeführt werden. Die vorkarbonatisierten Betone weisen generell tiefere Wassergehalte auf als die nicht vorkarbonisierten Prüfkörper (Veränderung der Porenstruktur und des Sorptionsverhaltens). Die CEM I-Betone haben die höchsten Wassergehalte, die CEM III/B-Betone die kleinsten. Die Betone mit dem CEM III/B trocknen schneller und stärker aus als die anderen Betone.



**Abb. 61** Verlauf der Feuchtigkeit der Betone auf der Seite mit dem Betonstahl von 2008 bis 2018. Links: nicht vorkarbonisierte Prüfkörper; rechts: vorkarbonisierte Prüfkörper.

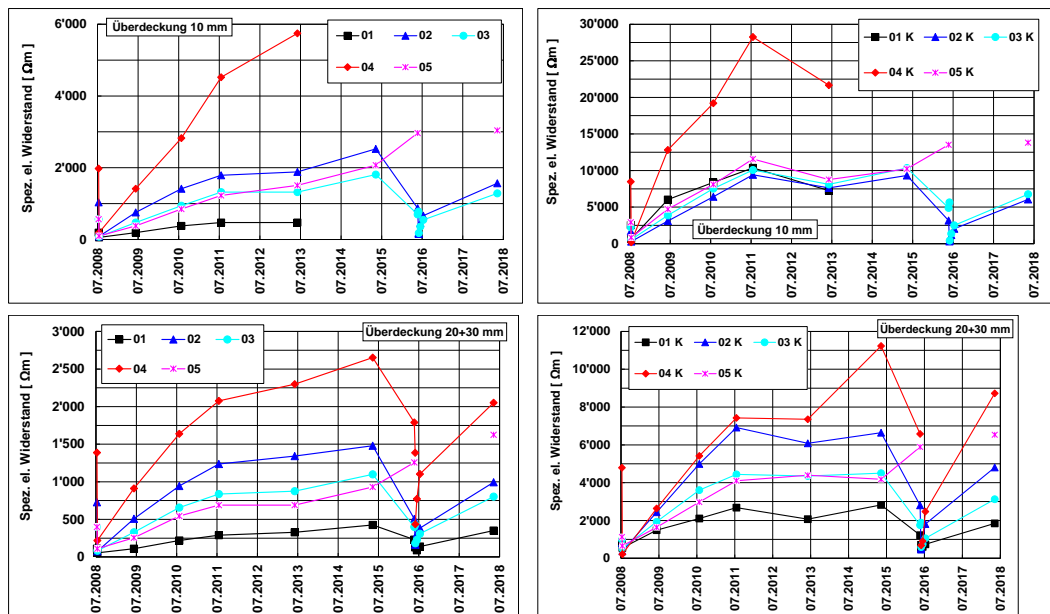


**Abb. 62** Zusammenhang zwischen der Betonfeuchtigkeit der beiden Seiten der Prüfkörper (links) sowie zwischen den vorkarbonisierten Prüfkörpern (PK-K) und den nicht vorkarbonisierten Prüfkörpern (PK) (rechts).

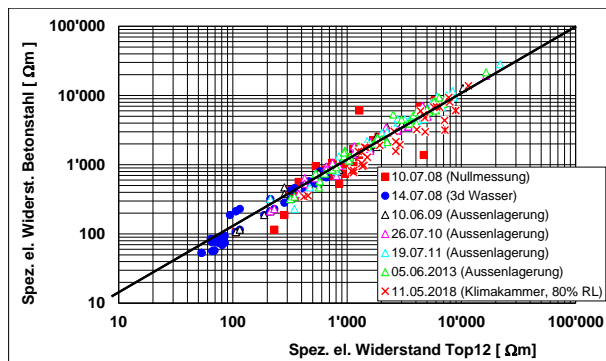
## 6.3 Elektrischer Betonwiderstand

### 6.3.1 Elektrischer Betonwiderstand in der Ebene der Bewehrungslagen

Der elektrische Betonwiderstand in der Ebene der beiden Bewehrungslagen (Randbeton) ist für den Makroelementstrom zwischen den einzelnen Stahlstäben aus normalem Betonstahl bzw. aus nichtrostenden Betonstahl von Bedeutung. Er wurde parallel zu den Messungen der Betonfeuchtigkeit gemessen. Die **Abb. 63** zeigt den zeitlichen Verlauf des elektrischen Betonwiderstandes in der Tiefe von 10 und 20/30 mm. Die Betone mit dem CEM III/B weisen die höchsten, die Betone mit dem CEM I die niedrigsten Werte auf. Die Widerstände nehmen mit abnehmender Betonfeuchtigkeit zu. Die Wasserbeaufschlagung im Mai 2016 reduzierte die elektrischen Betonwiderstände bei allen Betonen erheblich. Die Werte stiegen danach aber rasch wieder an. Im Vergleich zur Überdeckung von 20+30 mm ist der elektrische Betonwiderstand der äussersten 10 mm deutlich höher. In einer Tiefe von 20 bis 30 mm sind die Widerstände um etwa den Faktor 2 tiefer. Der elektrische Widerstand der vorkarbonatisierten Betone ist um etwa den Faktor 3 bis 5 höher als jener der nicht vorkarbonatisierten Betone. Die Ergebnisse der Messungen auf den beiden Seiten der Prüfkörper zeigen eine gute Übereinstimmung (**Abb. 64**).



**Abb. 63** Verlauf des elektrischen Betonwiderstandes von 2008 bis 2018 in der Tiefe von 10 mm (oben) und 20+30 mm (unten). Linke Seite: nicht vorkarbonatisierte Prüfkörper; rechte Seite: vorkarbonatisierten Prüfkörper.



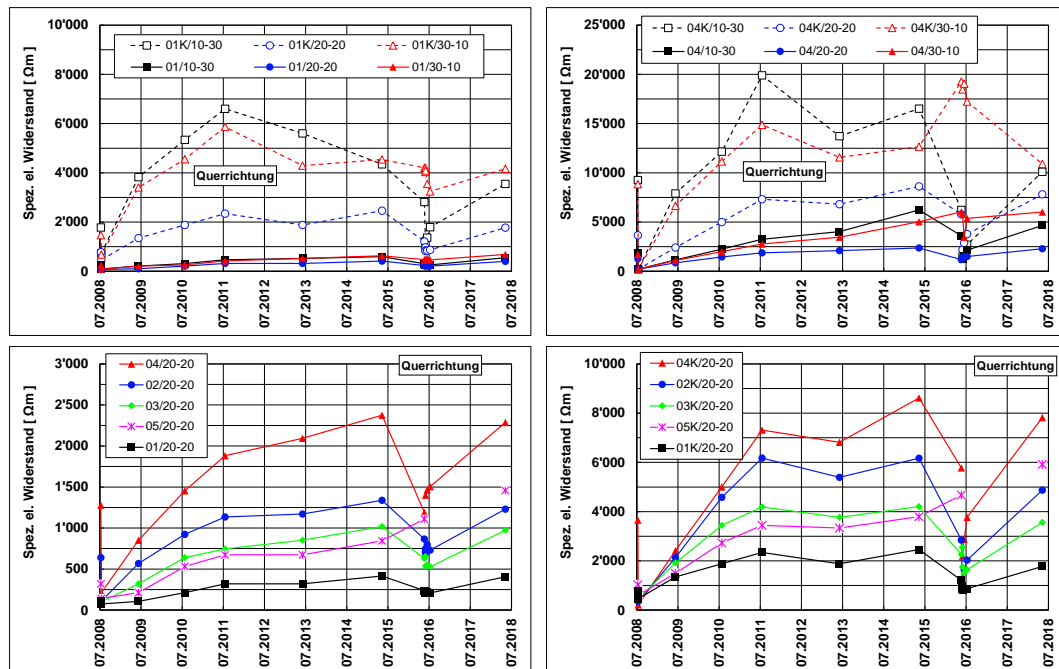
**Abb. 64** Korrelation zwischen dem elektrischen Widerstand der beiden Seiten der Prüfkörper. Einige der auffallend tiefen Werte des Betonstahls bei der Messung 2018 sind auf die vorangegangene Beaufschlagung mit Wasser zurückzuführen.

### 6.3.2 Elektrischer Widerstand in Querrichtung

Für den Makroelementstrom, wie er in den Handmessungen zwischen den Betonstäben und den direkt gegenüber liegenden Top12-Stäben gemessen wurde, ist der elektrische Widerstand des Betons zwischen den Bewehrungslagen (Kernbeton), wichtiger als jener in der Ebene der Betonstäbe (Randbeton). Der zeitliche Verlauf ist für die Betone mit CEM I und CEM III/B in **Abb. 65** dargestellt. Gut ersichtlich ist der grosse Unterschied zwischen den nicht vorkarbonatisierten und vorkarbonatisierten Prüfkörpern.

Im Vergleich zum Widerstand des Randbetons, d.h. des Betons in der Ebene der Bewehrungslagen, nimmt der elektrische Widerstand des Kernbetons (Beton zwischen den Bewehrungslagen) über eine noch längere Zeit zu. Es dauert etwa 3 bis 5 Jahre, bis die Ausgleichsfeuchtigkeit erreicht ist.

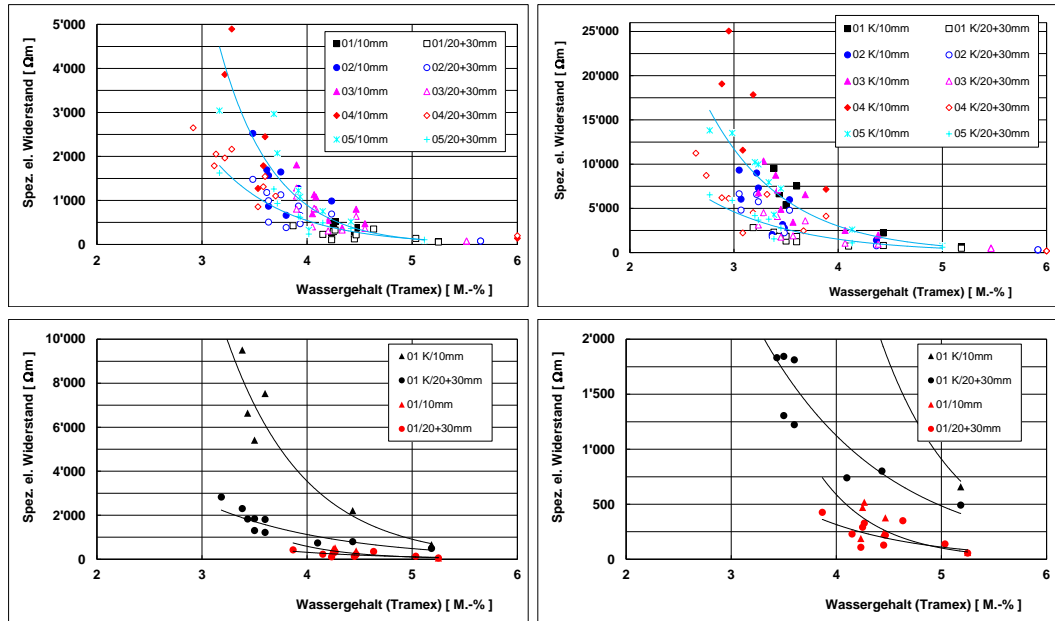
Die Wirkung der Wasserbeaufschlagung im Mai 2016 ist auch hier erkennbar, allerdings deutlich weniger gut als bei den Betonwiderständen in der Ebene der Betonstäbe (**Abb. 63**). Zu beachten ist hier, dass die Seite mit dem Top12 seit 2008 nie mit (flüssigem) Wasser in Kontakt gekommen ist. Die berechneten elektrischen Betonwiderstände sind daher dann, wenn die Prüfkörper mit Wasser beaufschlagt wurden, Mittelwerte zwischen der feuchten Seite mit dem Betonstahl und der trockeneren Seite mit dem Top12.



**Abb. 65** Verlauf des elektrischen Betonwiderstandes in Querrichtung von 2008 bis 2018 der Betone mit CEM I (oben links) und mit CEM III/B (oben rechts) sowie zwischen den 20 mm überdeckten Stäben der nicht vorkarbonatisierten (unten links) und der vorkarbonatisierten Prüfkörper (unten rechts).

### 6.3.3 Einfluss der Betonfeuchtigkeit und der Karbonatisierung auf den elektrischen Betonwiderstand

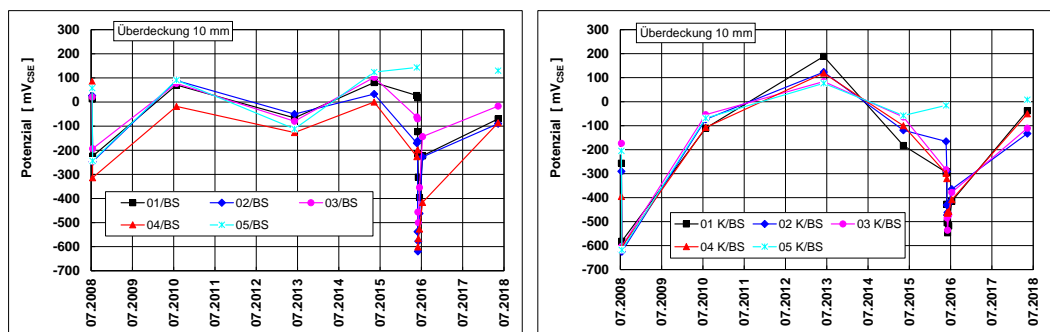
Zwischen Betonfeuchtigkeit und elektrischem Betonwiderstand besteht, wenn alle Betone gemeinsam betrachtet werden, nur ein grober Zusammenhang (**Abb. 66**, oben). Dieser ist zudem beeinflusst durch die Karbonatisierung. Die Streuung nimmt mit abnehmendem Wassergehalt stark zu. Dieser Zusammenhang wie auch die Wirkung der Karbonatisierung (abhängig von der Betontiefe) wird besser erkennbar, wenn eine einzelne Betonsorte für die Betrachtung verwendet wird (**Abb. 66**, unten).



**Abb. 66** Zusammenhang zwischen Betonfeuchtigkeit und elektrischem Betonwiderstand.: Nicht vorkarbonatisierte Prüfkörper (oben links) und vorkarbonatisierte Prüfkörper (oben rechts). Die blauen Trendlinien wurden mit den Ergebnissen der Prüfkörper PK05 und PK05K berechnet. Die unteren beiden Bilder zeigen den Zusammenhang beim CEM I-Beton. Das untere rechte Bild ist ein Ausschnitt aus dem unteren linken Bild.

## 6.4 Korrosionspotenzial

Der zeitliche Verlauf des Korrosionspotenzials ist für die Betonstähle mit einer Überdeckung von 10 mm in **Abb. 67** dargestellt. Die Betonstähle der nicht vorkarbonatisierten Prüfkörper weisen ab 2010 Potenziale zwischen -100 bis +100 mV<sub>CSE</sub> auf. Die Potenziale der Betonstähle der vorkarbonatisierten Prüfkörper steigen demgegenüber auf höhere Werte an, fallen bei der Wasserbeaufschlagung im Mai 2016 weniger tief als die Werte der Betonstähle in den nicht vorkarbonatisierten Prüfkörpern. Die Betonstähle der Prüfkörper PK 05 und 05K zeigen keine Potenzialminima, da diese nicht mit Wasser beaufschlagt wurden.



**Abb. 67** Verlauf des Korrosionspotenzials der 10 mm überdeckten Betonstähle der nicht vorkarbonatisierten (links) und der vorkarbonatisierten Prüfkörper (rechts).

## 6.5 Makroelementkorrosion

### 6.5.1 Vorbemerkung

Aus den gemessenen Makroelementströmen ( $\mu\text{A}$ ) zwischen den normalen und nichtrostenden Stahlstäben wurden die Korrosionsgeschwindigkeit in  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  und daraus die Abtragsrate in  $\mu\text{m}/\text{Jahr}$  berechnet. Für diese Berechnung wurde die gesamte mit Beton in Kontakt stehende Stahloberfläche berücksichtigt, da die effektiv korrodierende Fläche zum Zeitpunkt der Messung nicht bekannt war. Mit dieser Annahme wird eine gewisse Unschärfe der berechneten Werte in Kauf genommen, da die Angabe der Stromstärke keine Vergleiche mit den Ergebnissen anderer Untersuchungen erlaubt.

Die Korrosionsstromdichte in  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  wurde mit dem Faktor 12 in die Abtragsrate (hier mit ME gekennzeichnet) in  $\mu\text{m}/\text{Jahr}$  gerechnet, d.h.

$$1 \mu\text{A}/\text{cm}^2 = 12 \mu\text{m}/\text{Jahr}.$$

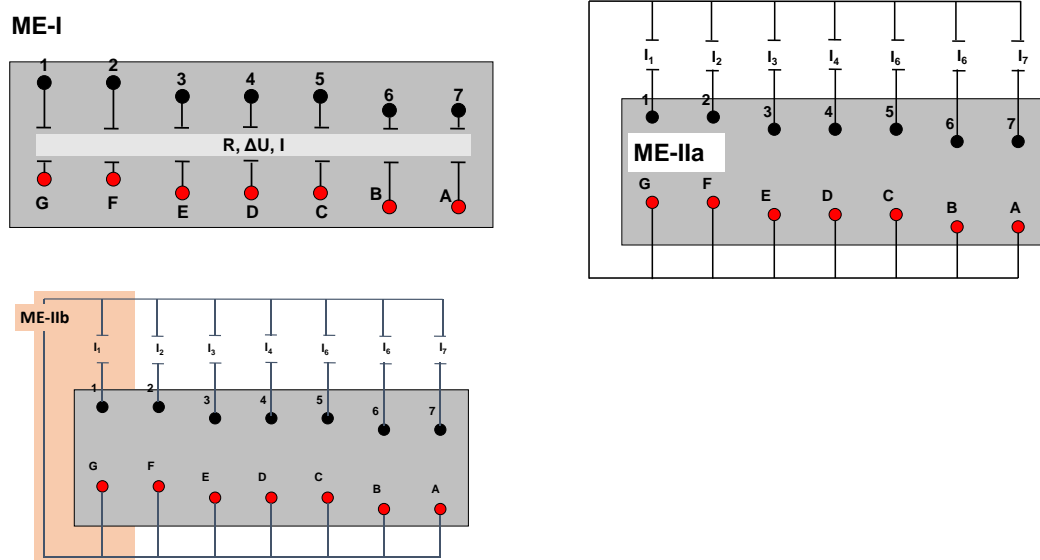
Die teilweise negativen Abtragsraten in den Abbildungen stellen keinen Abtrag im eigentlichen Sinne dar, sondern sind ein Mass für die kathodische Stromdichte.

In Anbetracht der sehr umfangreichen Resultate werden nachfolgend bei einigen Themen nur die Ergebnisse von einzelnen Prüfkörpern gezeigt. Die Ergebnisse aller Prüfkörper sind im **Anhang III** zu finden.

Hinweis: Mit dem gewählten Vorgehen kann die Eigenkorrosionsrate nicht erfasst werden. Erläuterungen dazu sind im **Kap. 2.2** und **Kap. 3.1.4** zu finden.

In diesem Bericht wird die aus dem Makroelementstrom berechnete Abtragsrate mit ME, die durch die Eigenkorrosion verursachte Abtragsrate mit E gekennzeichnet. Bei den ME-Messungen wird zwischen den folgenden Typen unterschieden (**Abb. 68**):

- **ME-I:** Handmessungen; Stromfluss zwischen den gegenüber liegenden Stahlstäben
- **ME-IIa:** kontinuierliche Messungen zwischen den Betonstäben und allen nichtrostenden Stahlstäben als Kathode
- **ME-IIb:** kontinuierliche Messungen an Einzelscheiben, z.B. zwischen Stab 1 und G.

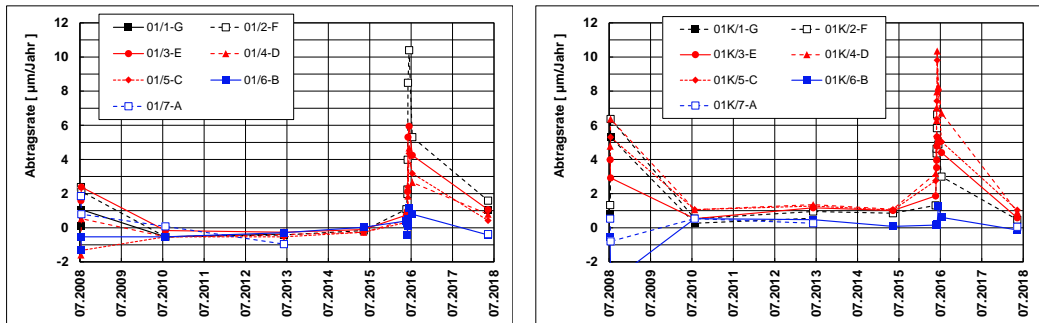


**Abb. 68** Bezeichnung der verschiedenen Messungen der Makroelementströme (schematische Darstellung). ME-I: oben links. ME-IIa: oben rechts. ME-IIb: unten links.



### 6.5.2 Handmessungen der Makroelementströme

In periodischen Abständen wurden die Makroelementströme zwischen den gegenüber liegenden Betonstählen von Hand gemessen, d.h. 1-G, 2-F usw. (siehe dazu **Abb. 20**). Aus der **Abb. 69** geht hervor, dass die Abtragsrate nach der Wassersättigung der Prüfkörper im Juli 2008 rasch abnahm und danach auf einem tiefen Niveau bis zur Wasserbeaufschlagung im Mai 2016 verharrte. Die mit dem Wassereintrag verbundenen hohen Abtragsraten haben danach rasch wieder abgenommen.



**Abb. 69** Verlauf der Abtragsrate ME-I der Betonstähle der nicht vorkarbonatisierten (links) und der vorkarbonatisierten Prüfkörper (rechts).

### 6.5.3 Kontinuierliche Messungen an Einzelscheiben in der Klimakammer

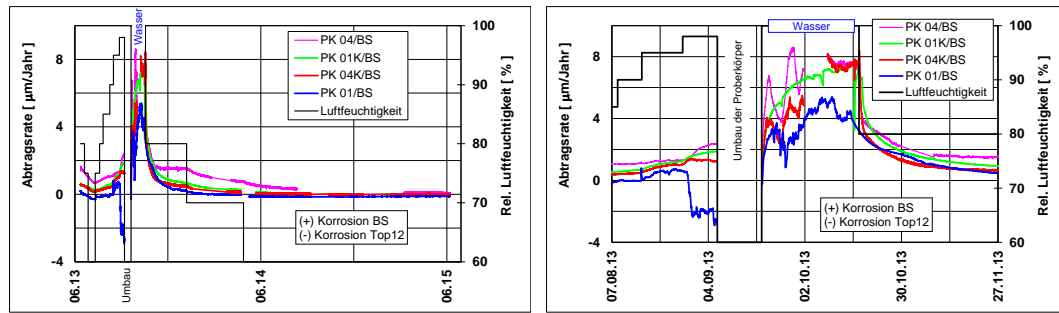
Im Sommer 2013 wurde je eine Scheibe auf den beiden Seiten der Prüfkörper PK01, 01K, 04 und 04K abgeschnitten und in der Klimakammer unter kontrollierten Bedingungen die Makroelementströme zwischen dem normalen Betonstahl und dem Top12 kontinuierlich gemessen (**Abb. 70**). Die **Abb. 71** zeigt die Abtragsrate vor, während und nach der Wasserbeaufschlagung. Mit dem Eintrag von Wasser steigt die Abtragsrate sehr stark an.



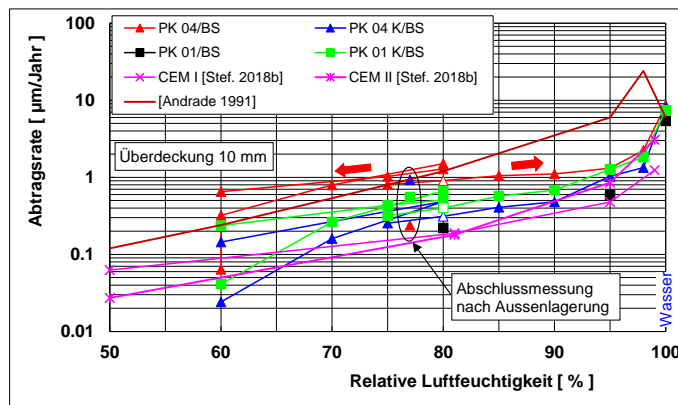
**Abb. 70** Messungen an Einzelscheiben der bewehrten Prüfkörpern in der Klimakammer.

Aus der **Abb. 72** geht hervor, dass ein markanter Anstieg der Abtragsrate erst bei einer relativen Luftfeuchtigkeit von über 90% erfolgt. Der stärkste Anstieg stellte sich bei der Beaufschlagung mit Wasser ein. Bei einer relativen Luftfeuchtigkeit von  $\leq 80\%$  sind die Abtragsraten meist kleiner als  $1 \mu\text{m}/\text{Jahr}$ . Die Ergebnisse der Abschlussmessung nach der Aussenlagerung ergeben die gleiche Grössenordnung der Abtragsraten. Die Abbildung enthält auch die Mittelwerte für die Eigenkorrosionsraten von [Stefanoni 2018b] für die Zemente CEM I und CEM II/B-M (T-LL) sowie jene von [Andrade 1991] für verschiedene Betone. Die Werte von [Stefanoni 2018b] liegen am unteren Ende der ME-IIb-Werte. Die Werte von [Andrade 1991] sind bei rel. Luftfeuchtigkeiten unter 80% im Bereich der eigenen Werte, oberhalb 80% deutlich höher. Das Maximum bei RL = 98% konnte in den eigenen Untersuchungen nicht beobachtet werden.





**Abb. 71** Verlauf der Abtragsrate ME-IIb der 10 mm überdeckten Betonstähle in der Klimakammer vom Sommer 2013 bis Sommer 2015. Das rechte Bild ist ein Ausschnitt aus dem linken Bild und zeigt den Verlauf der Abtragsrate in der Zeit der Wasserbeaufschlagung und der nachfolgenden Monate.



**Abb. 72** Abhängigkeit der Abtragsrate ME-IIb der 10 mm überdeckten Betonstähle von der relativen Luftfeuchtigkeit. Messungen an einzelnen Scheiben mit je 1 Betonstahl und einem Top12. Die Pfeile geben die Richtung der Änderung der relativen Luftfeuchtigkeit an. Zum Vergleich sind auch die Ergebnisse der Abschlussmessungen nach der Auslagerung im Stevenson-Screen in Wildegg sowie die Mittelwerte für CEM I und CEM II von [Stefanoni 2018b] und jene von Andrade [Andrade 1991] eingetragen.

#### 6.5.4 Kontinuierliche Messungen im Stevenson-Screen

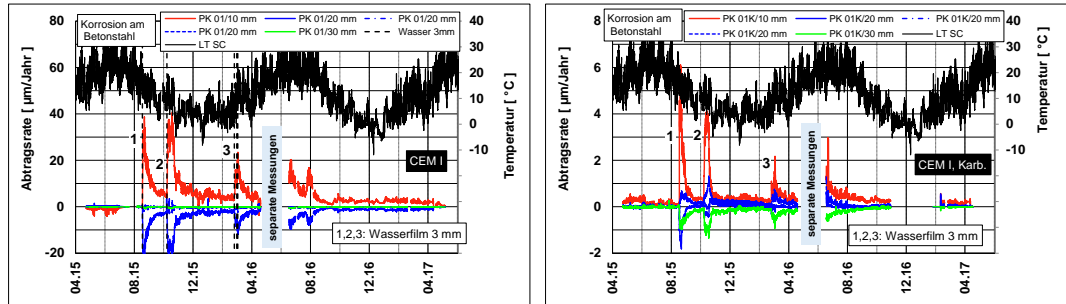
Bei diesen kontinuierlichen Messungen wurden die Makoelementströme zwischen den einzelnen Betonstäben und der Gesamtkathode bestehend aus allen Top12-Stäben mit einem Messintervall i.d.R. von 60 Minuten gemessen. Die nachfolgenden Abbildungen sollen die Ergebnisse beispielhaft darstellen.

**Abb. 73** zeigt den Verlauf der Abtragsrate der Prüfkörper PK01 (links) und PK 01K (rechts) im Stevenson-Screen über 2 Jahre (Sommer 2015 bis Sommer 2017). Die Prüfkörper wurden mehrfach mit Wasser beaufschlagt (immer mit einem 3 mm hohen Wasserfilm). Die Abtragsrate nimmt unterschiedlich rasch zu (**Abb. 74**). Bei den separaten Messungen im Sommer 2016 handelt es sich um die Messungen der Eigenkorrosionsgeschwindigkeit (siehe **Kapitel 6.6**).

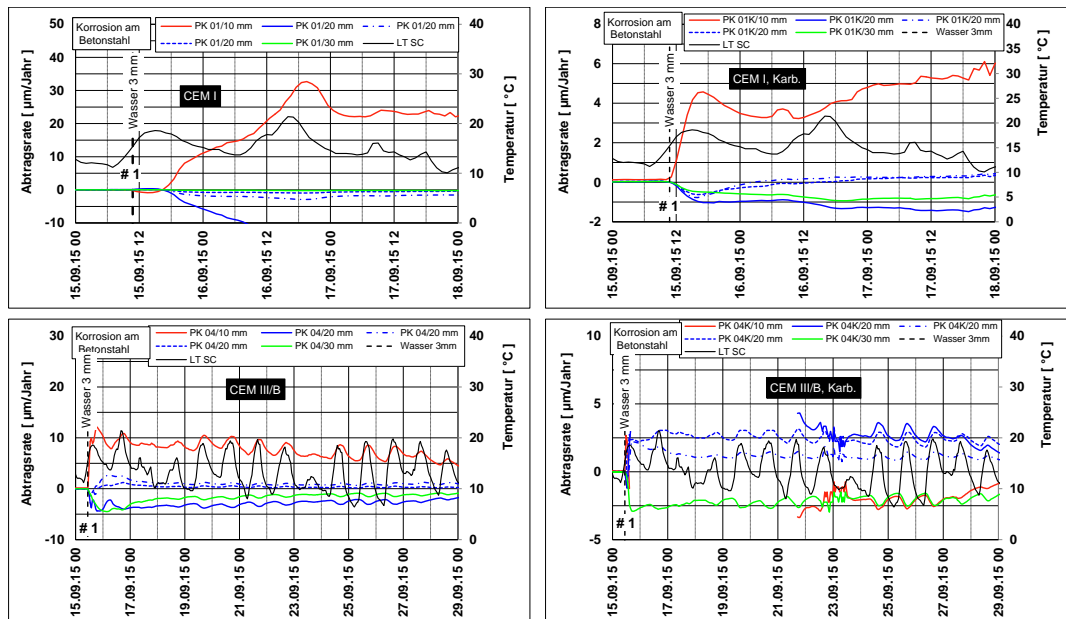
Die maximalen Abtragsraten sind bei den Prüfkörpern mit dem CEM I höher als jene mit dem CEM III/B. Demgegenüber ist die sehr viel schnellere Reaktion auf den Wassereintrag der CEM III/B-Betone bemerkenswert. Auffallend ist auch die zeitliche Veränderung der Abtragsrate in Abhängigkeit des Wassereintrags. In aller Regel zeigen die Betonstäbe in 10 mm Tiefe die höchsten Abtragsraten. In einigen Fällen konnte jedoch beobachtet werden, dass nach einer gewissen Zeit die Abtragsrate der Stäbe in 20 oder sogar in 30 mm Tiefe höhere Raten zeigten als die Stäbe in 10 mm Tiefe. Dies ist z.B. auch beim PK04K der Fall, was wegen des Datenausfalls in der **Abb. 74** (rechts unten) aber nicht gut ersichtlich ist.

Der in der Zeit der kontinuierlichen Messungen erfolgte Korrosionsabtrag (Integration des Abtrags über die Zeit) ist für den Prüfkörper PK01, der die höchsten Abtragsraten aufwies, in **Abb. 75** gezeigt. Der gesamte Abtrag in der Zeit der Auslagerung im Stevenson-Screen betrug am Ende etwa 9  $\mu\text{m}$ .

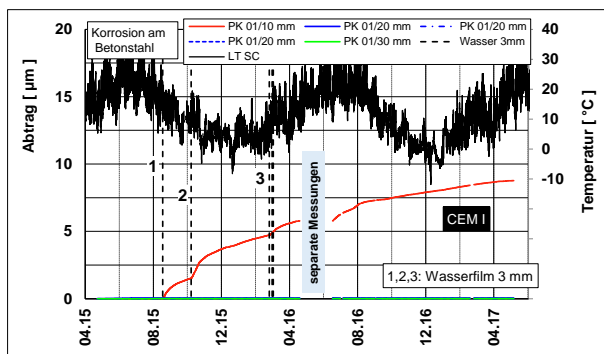
Wegen der hohen bis sehr hohen elektrischen Betonwiderstände in Querrichtung ist die Wirksamkeit der Kathode mit dem Top12 beschränkt. Die Analyse zeigt, dass sie nur einen Teil des kathodischen Makroelementstromes zu übernehmen vermag. Der andere Teil wird von den nächstliegenden Betonstählen übernommen.



**Abb. 73** Verlauf der Abtragsrate ME-IIa der Prüfkörper PK01 (links) und PK01K (rechts) im Stevenson-Screen über 2 Jahre (Sommer 2015 bis Sommer 2017).



**Abb. 74** Verlauf der Abtragsrate ME-IIa und der Lufttemperatur (LT) im Stevenson-Screen (SC) nach der Beaufschlagung mit Wasser. Oben: Beton mit CEM I. Unten Betone mit CEM III/B. Links: nicht vorkarbonatisierte Prüfkörper. Rechts: vorkarbonatisierte Prüfkörper.



**Abb. 75** Verlauf des Korrosionsabtrags ME-IIa des Betonstahls mit 10 mm Überdeckung des Prüfkörpers PK01. Alle anderen Stäbe wiesen Werte  $\leq 0 \mu\text{m}$  auf.

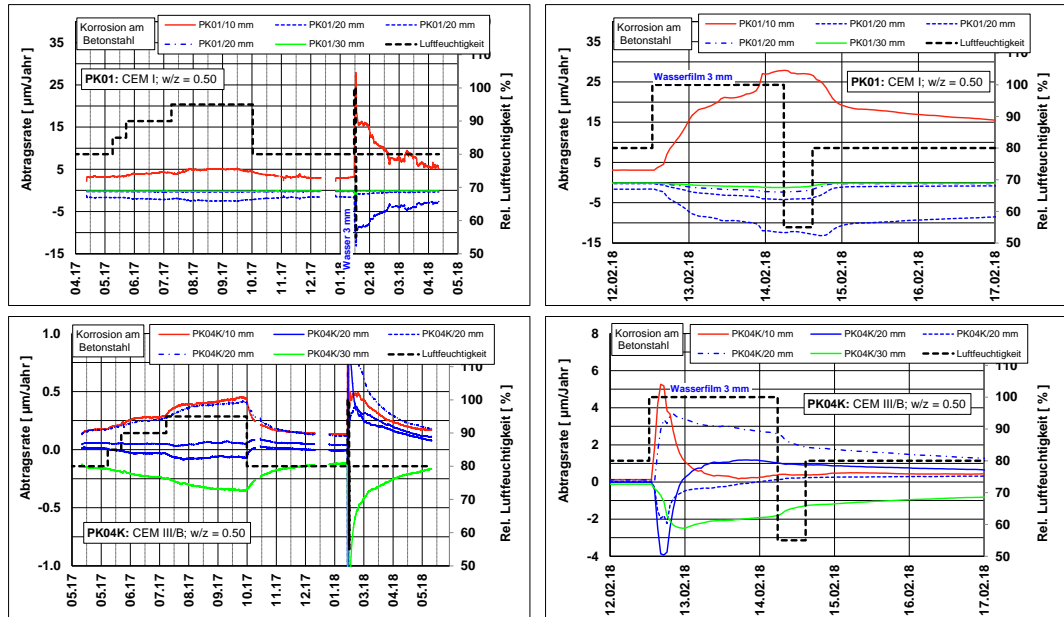
### 6.5.5 Kontinuierliche Messungen im Klimaschrank

Die Prüfkörper, die seit Mai 2015 im Stevenson-Screen gelagert waren, wurden im Frühling 2017 sukzessive in einen Klimaschrank verlegt, um einerseits Platz für die neuen Prüfkörper zu schaffen und andererseits den Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit bei konstanter Temperatur von rund  $20 \text{ }^\circ\text{C}$  zu untersuchen. Die Startzeit der Messungen im Klimaschrank ist daher unterschiedlich.

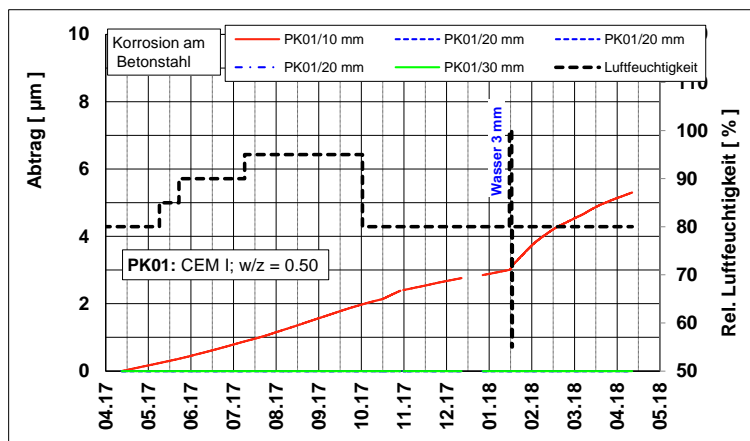
Die rel. Luftfeuchtigkeit im Klimaschrank wurde zunächst auf 80% (etwas höher als der Mittelwert in Wildegg) eingestellt, bis alle Prüfkörper eingelagert waren, und danach schrittweise erhöht.

**Abb. 76** zeigt beispielhaft den Verlauf der Abtragsrate der Prüfkörper PK01 und PK04K über die Zeit bei unterschiedlichen relativen Luftfeuchtigkeiten. Die Erhöhung der Luftfeuchtigkeit von 80 auf 95% führte nur zu einem sehr geringfügigen Anstieg der Abtragsraten. Erst die Beaufschlagung mit Wasser bewirkt einen markanten Anstieg. Bemerkenswert ist die Beobachtung, dass der 3 mm dicke Wasserfilm beim Beton mit dem CEM III/B rasch aufgesogen wurde, auf dem Beton mit dem CEM I hingegen auch nach einigen Tagen immer noch Restwasser vorhanden war. Das unterschiedliche Saugverhalten der Betone ist offensichtlich und verantwortlich für den unterschiedlich raschen Anstieg der Abtragsrate bei den verschiedenen Betonen (siehe **Abb. 76**, Bilder rechts).

Der in dieser Zeit erfolgte Korrosionsabtrag ist für den Prüfkörper PK01, der die höchsten Abtragsraten aufwies, in **Abb. 77** gezeigt. Der gesamte Abtrag in der Zeit der Auslagerung im Klimaschrank betrug am Ende rund  $5 \mu\text{m}$ .



**Abb. 76** Verlauf der Abtragsrate ME-IIa der Prüfkörper PK01 (oben) und PK04K (unten) über die Zeit bei unterschiedlichen relativen Luftfeuchtigkeiten (Bilder links) und nach der Wasserbeaufschlagung (Bilder rechts).

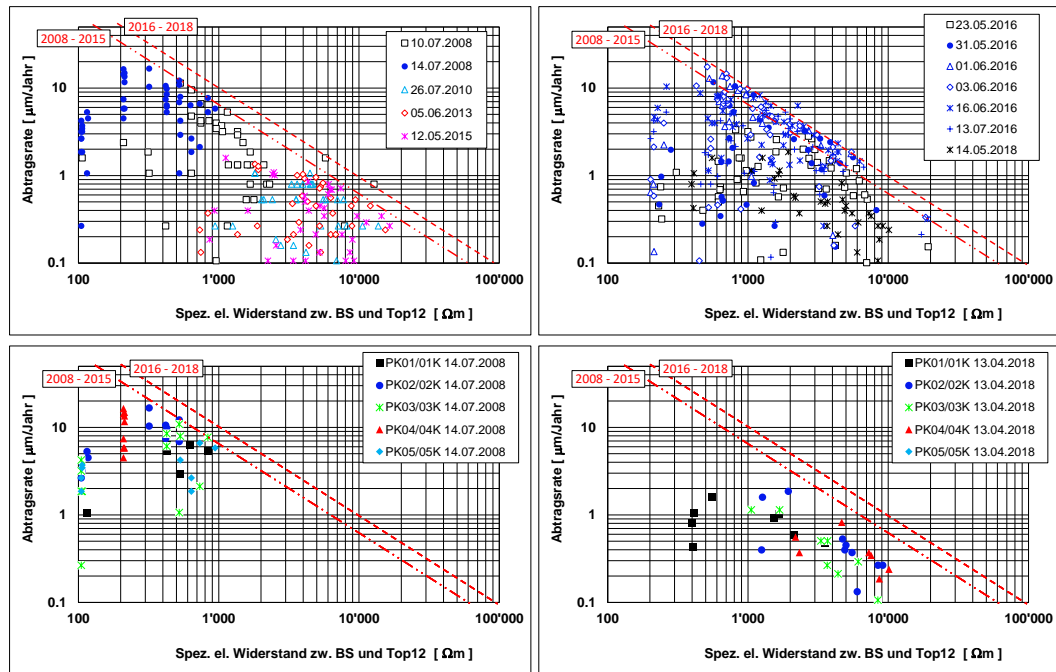


**Abb. 77** Verlauf des Korrosionsabtrags ME des Betonstahls mit 10 mm Überdeckung des Prüfkörpers PK01. Alle anderen Stäbe wiesen Werte  $\leq 0 \mu\text{m}$  auf.

### 6.5.6 Zusammenhang zwischen Abtragsrate und elektrischem Betonwiderstand

In **Abb. 78** ist die Abtragsrate gegen den spez. elektrischen Betonwiderstand dargestellt. Für die Betrachtung sind lediglich die oberen Begrenzungslinien massgebend. Tiefere Werte sind aus unterschiedlichen Gründen möglich (z.B. keine oder nur wenig Korrosion, trockener bzw. wenig feuchter Beton, Art des Zements und des Zusatzstoffes). Die maximalen Abtragsrate liegen bei rund  $20 \mu\text{m}/\text{Jahr}$ .

Die Trendlinien liegen im mittleren Bereich der in **Abb. 14** gezeigten Geraden und deutlich höher als der schraffierte Bereich in **Abb. 15**. Grundsätzlich sind diese Unterschiede nicht weiter überraschend, da im einen Fall die Abtragsrate infolge Makroelementkorrosion, im anderen Fall die Eigenkorrosion (d.h. ohne Markoelementwirkung) betrachtet wird. Zudem spielen das experimentelle Setup und die Zusammensetzung der untersuchten Mörtel oder Betone eine grosse Rolle.

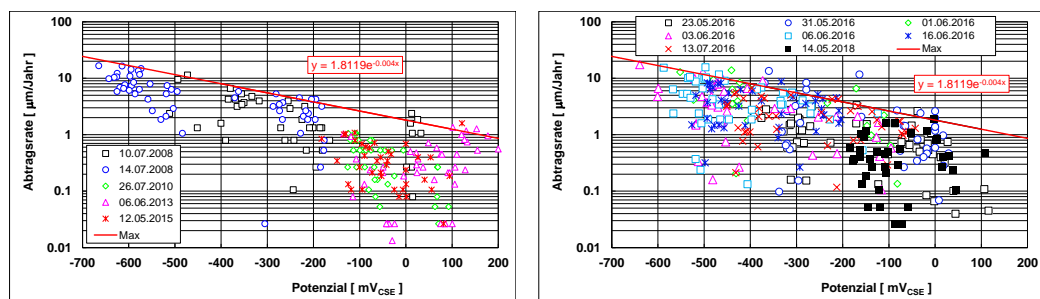


**Abb. 78** Abtragsrate ME-I in Abhängigkeit vom elektrischen Betonwiderstand. Links: Messungen von 2008 bis 2015; rechts: Messungen von 2016 bis 2018. Unten aufgeschlüsselt nach Prüfkörper für die erste Messung (nach Wasserlagerung) und letzte Messung (ca. 3 Monate nach Wasserbeaufschlagung der Seite mit Betonstahl).

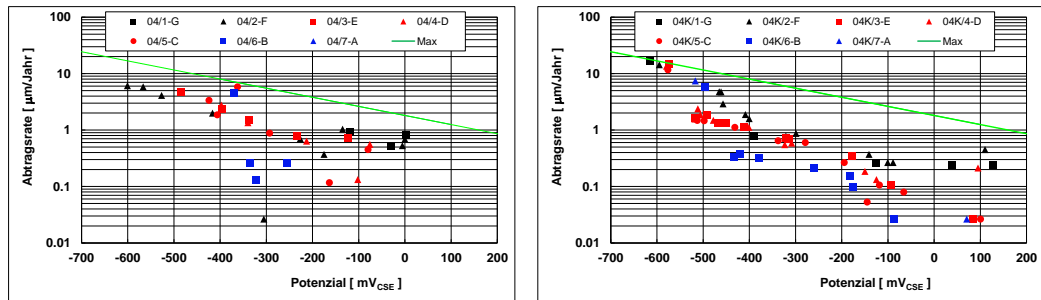
### 6.5.7 Zusammenhang zwischen Abtragsrate und Korrosionspotenzial

Die **Abb. 79** zeigt die Abhängigkeit der Abtragsrate vom Potenzial. Die Streubreite der Werte ist gross. Grundsätzlich gilt das gleiche wie das im vorhergehenden Kapitel Gesagte. Auch hier ist die obere Begrenzungslinie massgebend. Wie schon oben festgehalten, weisen die Betonstähle im nicht vorkarbonatisierten Beton negativere Potenziale auf als jene im vorkarbonatisierten Beton.

Für eine detaillierte Betrachtung des Einflusses des Bindemittels könnte dieser Zusammenhang nach Beton aufgeschlüsselt werden, da die Maximalwerte, z.B. beim Beton mit dem CEM III/B, deutlich unter der oberen Begrenzungslinie liegen (**Abb. 80**). Für diese Untersuchung ist eine weitere Detaillierung aber nicht erforderlich.



**Abb. 79** Abtragsrate ME-I in Abhängigkeit vom Potenzial. Links: Messungen von 2008 bis 2015; rechts: Messungen von 2016 bis 2018.



**Abb. 80** Abtragsrate ME-I in Abhängigkeit vom Potenzial bei den Betonen mit CEM III/B. Links: nicht vorkarbonatisierter Beton; rechts: vorkarbonatisierter Beton.

### 6.5.8 Zusammenhang zwischen Abtragsrate und relativer Luftfeuchtigkeit

Um den Zusammenhang zwischen Abtragsrate und relativer Luftfeuchtigkeit zu erfassen, wurden die Werte der Hand- und der kontinuierlichen Messungen im Stevenson-Screen vor und nach der Wasserbeaufschlagung detailliert ausgewertet. Bei den kontinuierlichen Messungen wurden nur die Werte der letzten 12 Stunden vor der allerersten Wasserbeaufschlagung für die Mittelwertbildung berücksichtigt (Werte am 15.09.2015 für die Prüfkörper 01, 01K, 04 und 04K und am 14.03.2016 für die Prüfkörper 02, 02K, 03 und 03K). Nach der Wasserbeaufschlagung wurden die Werte der letzten 12 Stunden vom 18.08.2015 bzw. 17.0.3.2016 verwendet (d.h. die Werte nach ca. drei Tagen).

Die relative Luftfeuchtigkeit vor dem Wassereintrag wird mit 80%, nach der Wasserbeaufschlagung mit 100% eingesetzt. **Abb. 81** zeigt die Ergebnisse. Die Abtragsraten bei der Handmessung sind bei einer Luftfeuchtigkeit von 80% in der Regel deutlich unter 1 µm/Jahr, in keinem Fall >2 µm/Jahr. Dies deckt sich mit den an den Einzelscheiben gewonnenen Erkenntnissen. Die Werte aus der kontinuierlichen Messungen sind tiefer (Maximalwerte <0.5 µm/Jahr), was auf die kurze Wartezeit bei der Handmessung bzw. mit der Zeit schwächer werdenden Wirkung des Makroelementes bei der kontinuierlichen Messung zurückzuführen ist.

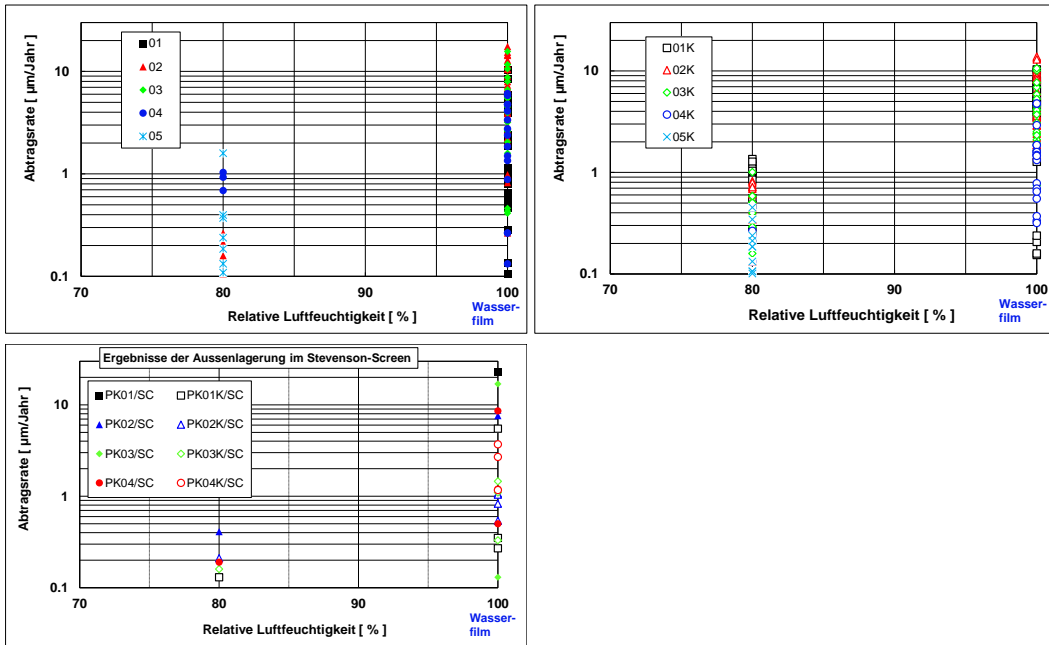
Die Ergebnisse der Messungen im Klimaschrank sind in **Abb. 82** dargestellt. Die Werte 3 Monate nach der Wasserbeaufschlagung sind deutlich erhöht und zeigen, dass eine einmalige Beaufschlagung mit Wasser lang anhaltend wirkt. Diese dürfen bei der Beurteilung nicht berücksichtigt werden. Die Abbildung zeigt den schwachen Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit zwischen 80% und 95% auf die Abtragsrate. Die Zunahme liegt zwischen +30 bis +300% (PK04K). Im Mittel beträgt sie ca. +90%. Der Anstieg mit dem Wassereintrag kann ein Mehrfaches davon betragen. Generell sind die Abtragsraten bei den nicht vorkarbonatisierten Prüfkörpern deutlich höher als bei den vorkarbonatisierten Prüfkörpern mit den höheren spezifischen elektrischen Betonwiderständen. Die höchsten Abtragsraten werden beim nicht vorkarbonatisierten Prüfkörper mit dem CEM I festgestellt (3 bis 4.5 µm/Jahr).

Die Abtragsraten sind je nach Überdeckung unterschiedlich, wie aus **Abb. 83** hervorgeht. Ersichtlich ist, dass die Abtragsrate von der Überdeckung, aber auch von der Karbonatisierungstiefe abhängig ist. Bei den nicht vorkarbonatisierten Prüfkörpern zeigen die 10 mm überdeckten Betonstähle die höchsten, die 30 mm überdeckten Stähle die kleinsten Abtragsraten. Bei den vorkarbonatisierten Prüfkörpern sind die Abtragsraten der 10 mm überdeckten Betonstähle eher kleiner als jene der 20 mm überdeckten Stähle.

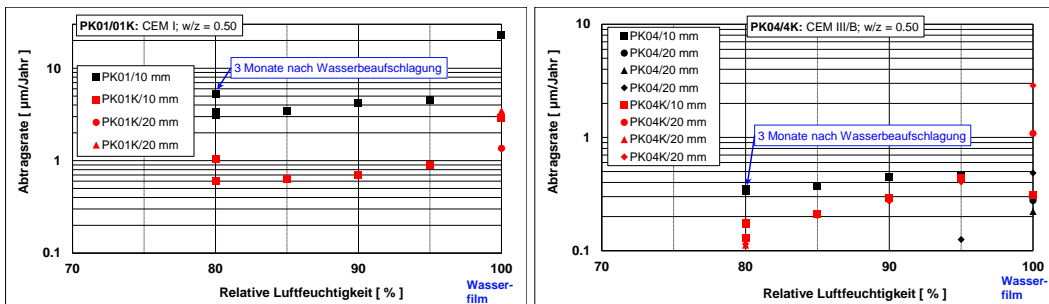
Aus den **Abb. 81** bis **Abb. 83** können folgende Schlüsse gezogen werden:

- Bei den Handmessungen ergeben sich tendenziell höhere Abtragsraten als bei den kontinuierlichen Messungen (Abschwächung des Makroelementes mit der Zeit).
- Die im Klimaschrank bei 20°C gemessenen Abtragsraten sind bei einigen Prüfkörpern höher als die Werte im Stevenson-Screen.
- Erheblich karbonatisierter Beton führt zu kleineren Abtragsraten.

- Die Abtragsraten sind wenig von der relativen Luftfeuchtigkeit abhängig. Sie liegen bei einer mittleren relativen Luftfeuchtigkeit unter 80% bei Werten unter 1 µm/Jahr. Für die Beurteilung können die Jahresmittelwerte der relativen Luftfeuchtigkeit zu Grunde gelegt werden.
- Der Eintrag von Wasser führt zu einer starken und nachhaltigen Zunahme der Abtragsraten. Abtragsraten von über 10 µm/Jahr sind möglich.

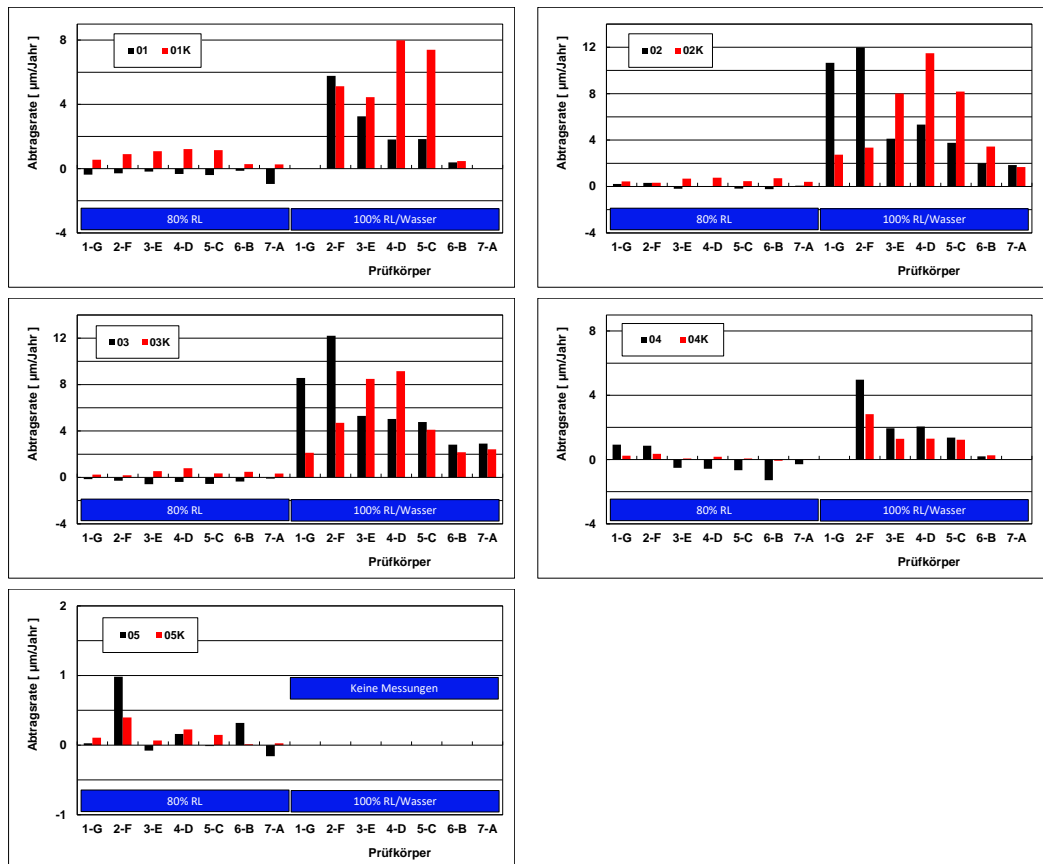


**Abb. 81** Abtragsrate in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchtigkeit. Handmessungen ME-I an nicht vorkarbonatisierten Prüfkörpern (oben links) und vorkarbonatisierten Prüfkörpern (oben rechts). Unten: Ergebnisse aus den kontinuierlichen Messungen ME-IIa. RL 100% = Wasserfilm auf der Betonoberfläche.



**Abb. 82** Abtragsrate ME-IIa in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchtigkeit bei den Prüfkörpern PK01 und 01K (links) sowie PK04 und 04K (rechts). Ergebnisse der Messungen im Klimaschrank (20 °C). RL 100% = Wasserfilm auf der Betonoberfläche.





**Abb. 83** Abtragsrate ME-I der einzelnen Stäbe bei 80% und 100% relativer Luftfeuchtigkeit (Wasser) bei allen Prüfkörpern. Ergebnisse der Handmessungen.

### 6.5.9 Einfluss der Temperatur

Die Temperatur hat, wie die Messungen im Stevenson-Screen an den alten Prüfkörpern (Serie 2007) zeigen (siehe **Kapitel 6.5.4**, **Abb. 73** und **Abb. 74**), einen gewissen, insgesamt gesehen aber eher einen geringen Einfluss. Eine Quantifizierung war wegen der starken Streuung nicht möglich. Zudem waren in den alten Prüfkörpern keine Temperatursensoren eingebaut.

## 6.6 Eigenkorrosion

### 6.6.1 Vorbemerkung

Im Gegensatz zu den bei den Makroelementen gemessenen Abtragsraten ME (siehe **Kap. 6.5.1**) wird die Eigenkorrosionsrate am Korrosionspotenzial, d.h. ohne äusseren Stromfluss, ermittelt. Weitere Erläuterungen dazu sind im **Kap. 2.2** und **Kap. 3.1.4** zu finden.

### 6.6.2 Messungen mit dem Gecor-10

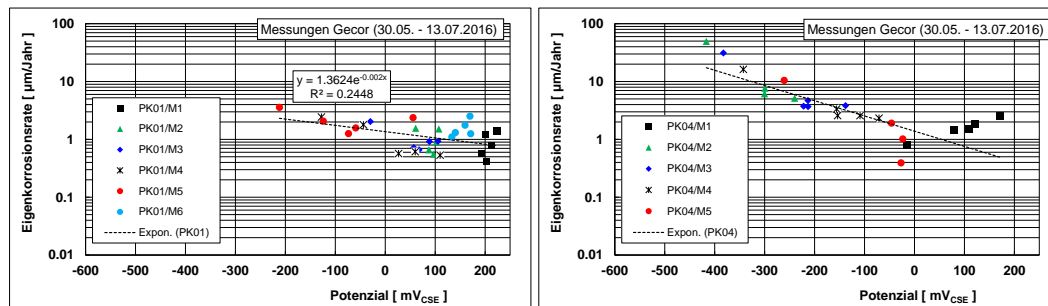
Die ersten Messungen mit dem kommerziell erhältlichen Gerät Gecor-10 (Details siehe: <https://de.scribd.com/>) wurden von Fachleuten des CSIC in Madrid durchgeführt. Diese haben dann Personen der Forschungsstelle instruiert, so dass diese die nachfolgenden Messungen selber durchführen konnten.

Mit dem Gecor-10 kann gemäss Hersteller die Korrosionsgeschwindigkeit von Stahl in Beton ermittelt werden. Dabei handelt es sich um die Korrosionsgeschwindigkeit ohne

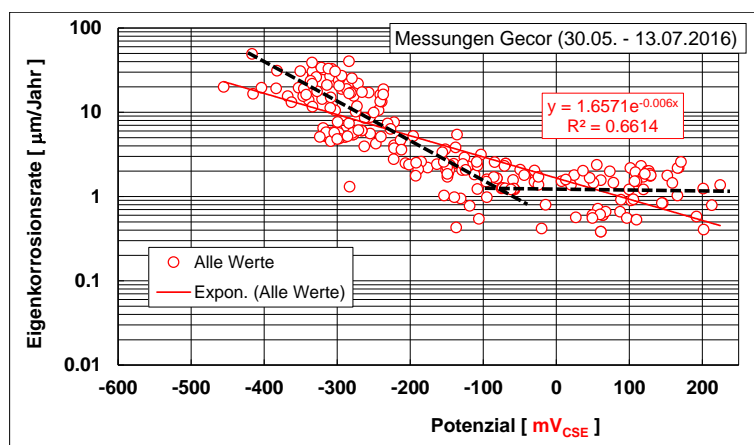


äussere Einflüsse. Sie wird deshalb hier Eigenkorrosionsrate bezeichnet. Dieser Wert kann mit der Abtragsrate aus den Makroelementstrommessungen verglichen werden.

Die **Abb. 84** zeigt die Ergebnisse der Messungen mit dem Gecor-10 zu verschiedenen Zeitpunkten. Der Feuchtgehalt der Betons war unterschiedlich. Auffallend sind die unterschiedliche Lage und Steigung der Trendlinien. In **Abb. 85** sind sämtliche Ergebnisse der Messungen mit dem Gecor-10 dargestellt. Es scheint, dass zwischen  $-100$  bis  $+200$  mV<sub>CSE</sub> die Eigenkorrosionsrate kaum vom Potenzial abhängig ist. Auffallend sind die sehr hohen Eigenkorrosionsraten bei Potenzialen unter etwa  $-250$  mV<sub>CSE</sub>.



**Abb. 84** Eigenkorrosionsrate in Abhängigkeit vom Potenzial bei den Prüfkörpern PK01 (links) und PK04K (rechts). Messungen mit dem Gecor-10.



**Abb. 85** Mit dem Gecor-10 ermittelte Eigenkorrosionsraten aller Prüfkörper in Abhängigkeit vom Potenzial mit einer Trendlinie über alle Werte und zwei Trendlinien für den oberen und unteren Potenzialbereich.

### 6.6.3 Messungen des Instituts für Baustoffe der ETH Zürich

Das Institut für Baustoffe (IfB) der ETH Zürich hat die Messungen selber durchgeführt und ausgewertet. Die Eigenkorrosionsrate wurde ebenfalls mit der Methode der linearen Polarisation (LPR) bestimmt. Die Resultate wurden der FOST übergeben. Diese hat die gemessenen Polarisationswiderstände unter Berücksichtigung der gesamten exponierten Staboberfläche und mit einer Tafelkonstante von 25 mV (Angabe IfB) in Eigenkorrosionsraten umgerechnet (**Abb. 87**).

Die vom IfB ermittelten Eigenkorrosionsraten betragen im Mittel ca. 60-70% der oberen Trendlinie für die Abtragsrate der Makroelemente (Werte der Handmessungen) (**Abb. 80**). Die Steigung ist ähnlich. Die sehr tiefen Eigenkorrosionsraten des PK04K (Beton mit dem CEM III/B) fallen auf.

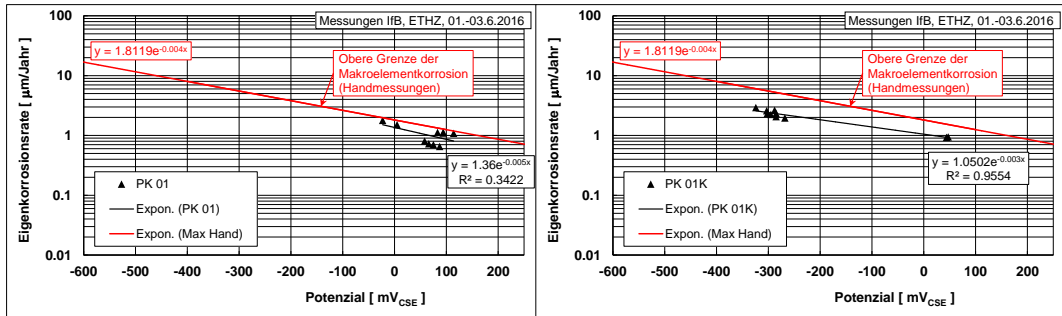


Abb. 86 Eigenkorrosionsrate in Abhängigkeit vom Potenzial bei den Prüfkörpern PK01 (links) und PK01K (rechts). Messungen des IfB der ETHZ.

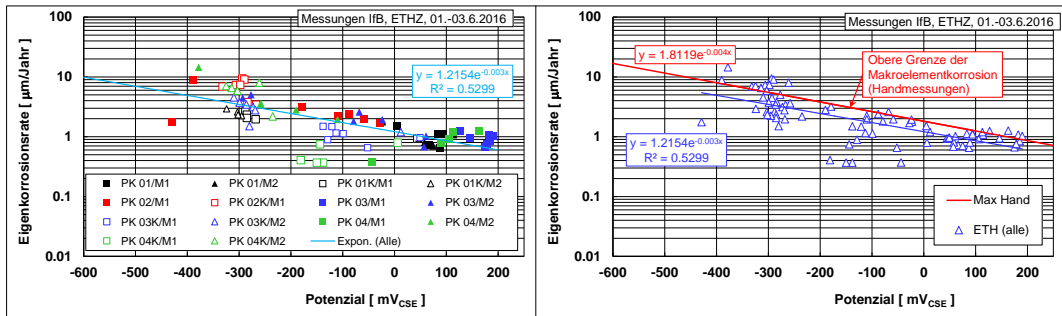


Abb. 87 Eigenkorrosionsraten aller Prüfkörper in Abhängigkeit vom Potenzial mit einer Trendlinie über alle Werte (links) und Vergleich mit der oberen Trendlinie aus Abb. 79.

### 6.6.4 Vergleich der verschiedenen Messungen

Aus dem Vergleich der mit dem Gecor-10 gemessenen Eigenkorrosionsraten mit jenen des IfB der ETH Zürich (Abb. 88) geht hervor, dass bei sehr kleinen Abtragsraten die Übereinstimmung besser ist als bei Raten über etwa 5 µm/Jahr.

Obwohl es im Rahmen dieser Arbeit nicht möglich ist, die Ursachen der Unterschiede zu analysieren und zu bewerten, müssen die mit dem Gecor-10 gemessenen sehr hohen Eigenkorrosionsraten, die teilweise wesentlich grösser sind als die Abtragsrate infolge Makroelementkorrosion, doch eher in Frage gestellt werden.

In Abb. 89 sind beispielhaft die diversen Messungen für die Betone mit dem CEM I direkt verglichen. Der mit dem Gecor-10 gemessene zeitliche Verlauf der Eigenkorrosionsrate ist deutlich anders als jener der Abtragsrate infolge Makroelementkorrosion. Der Stahlstab PK01K/2 zeigt eine viele höhere Eigenkorrosionsrate als die Abtragsrate der Messungen 01K/2-G.

In der Tab. 37 sind die in dieser Arbeit gemessenen Werte zusammengestellt. Die Abtragsraten liegen, abgesehen von den Gecor-Ergebnissen, im trockenen bis wenig feuchten Beton unter 1 µm/Jahr, bei feucht-nassem Beton unter 10 µm/Jahr. In einzelnen Fällen wurden auch höhere Werte beobachtet. Zwischen den aus den verschiedenen Makroelementstrom-Messungen berechneten Abtragsraten ME sind keine signifikanten Unterschiede vorhanden. Die Abtragsraten ME sind tendenziell höher als die Eigenkorrosionsraten.

Die in der Abb. 13 gezeigten Ergebnisse von [Stefanoni 2018b] passen gut in das Gesamtbild. Die Werte in der Abb. 12 sind demgegenüber teilweise mehr als ein Faktor 5 höher. Auf die vielfältigen Gründe für diese grossen Unterschieden wurde in [Stefanoni 2018a] eingegangen.

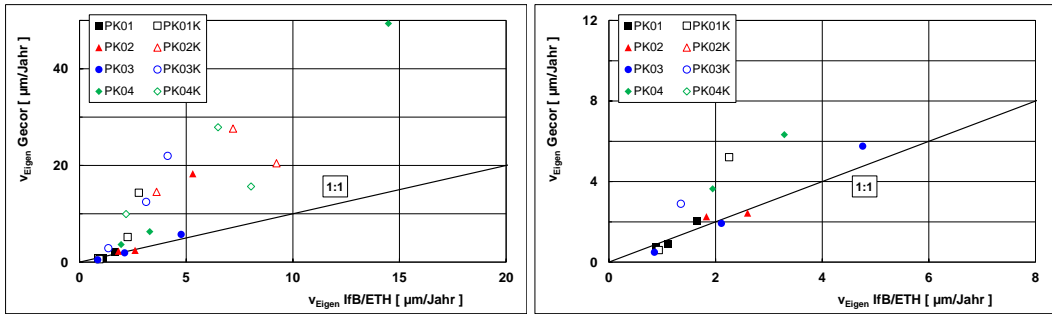


Abb. 88 Eigenkorrosionsrate Gecor-10 vs. Eigenkorrosionsrate IfB. Das rechte Bild zeigt einen Ausschnitt aus dem linken Bild.

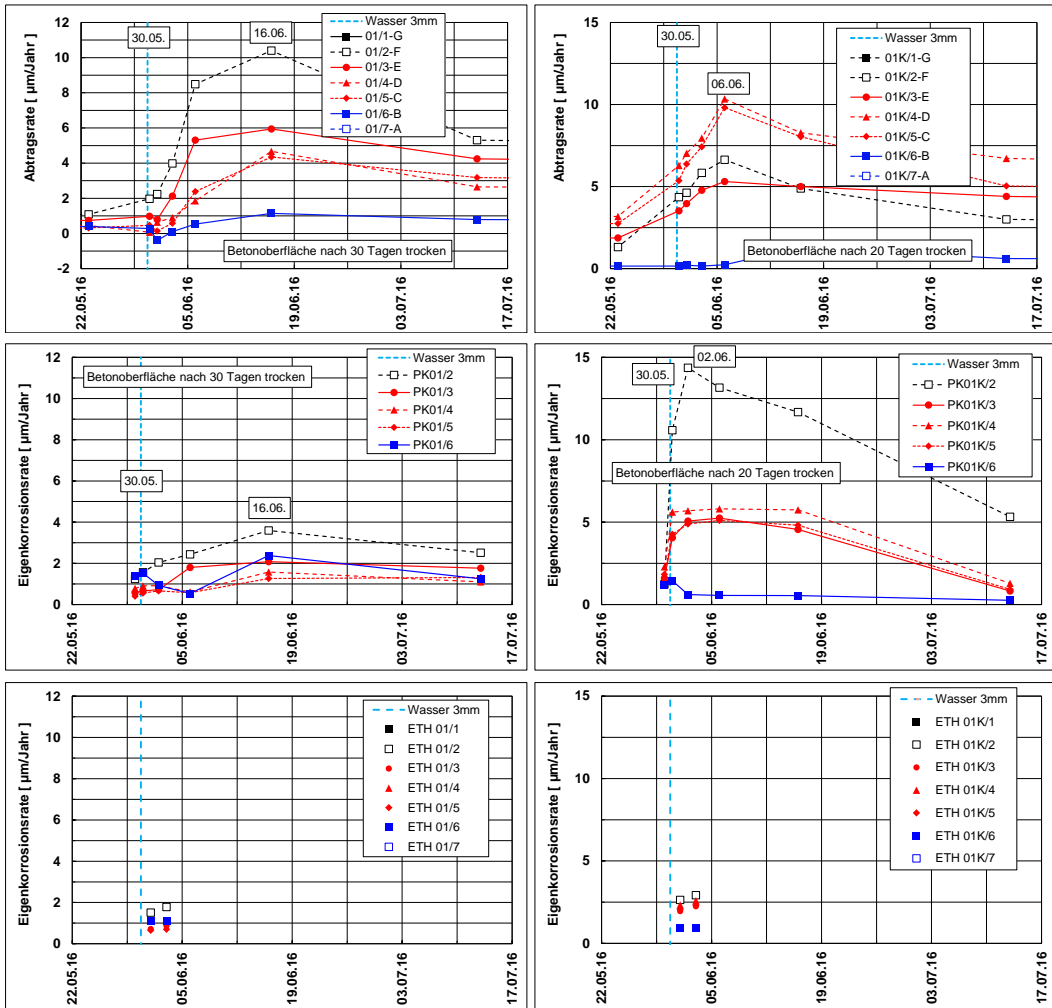


Abb. 89 Zeitlicher Verlauf der Abtragsrate aus der Makroelementkorrosion (oben) sowie der Eigenkorrosionsrate Gecor-10 (Mitte) und der Eigenkorrosionsrate IfB (unten). Links: Prüfkörper PK01; rechts: Prüfkörper PK01K.

**Tab. 37** Zusammenstellung der Abtragsraten der verschiedenen Messungen (Mittelwerte der ausgemessenen Prüfkörper) und der in der **Abb. 13** gezeigten Ergebnisse von [Stefanoni 2018b].

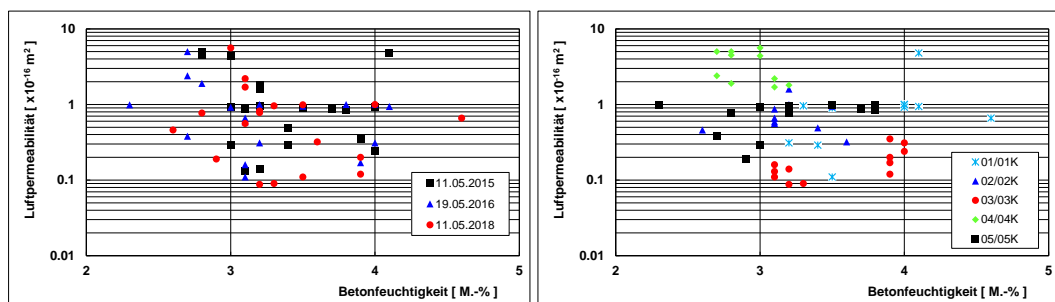
Feuchtigkeit des Mörtels/Betons	Eigenkorrosion			Makroelementkorrosion		
	lfB	Gecor-10	Abb. 13	ME-I	ME-IIa	ME-IIb
Trocken / leicht feucht ( $\leq 80\%$ RL)	-	<3	<0.2	<1	<1	<1
Feucht bis nass	<3	<6 (<15)	<4 (<14, Tab. 4)	<10	<10	<10

## 6.7 Weitere Messungen

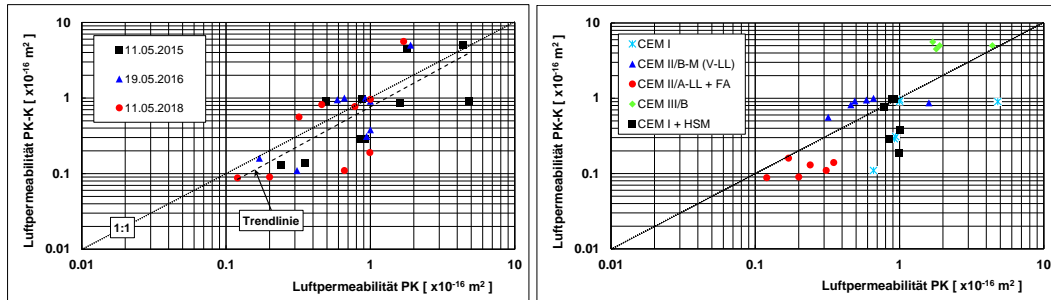
### 6.7.1 Luftpermeabilität

In den Jahren 2015 bis 2018 wurden mehrmals Luftpermeabilitätsmessungen in Anlehnung an die SIA 262/1 [SIA 2013a], Anhang E, durchgeführt. Die Resultate sind in den **Abb. 90** und **Abb. 91** gezeigt. Folgendes kann festgehalten werden:

- Die Luftpermeabilitätsmessungen sind gut reproduzierbar. Beim PK04K konnte teilweise keine sinnvolle Messung durchgeführt werden (grosse Luftporen an der Oberfläche, ungenügende Abdichtung der Messzelle).
- Zwischen den verschiedenen Messungen, die 2015, 2016 und 2018 durchgeführt wurden, sind keine signifikanten Unterschiede festzustellen.
- Das Bindemittel hat einen grossen Einfluss auf die Luftpermeabilität. Die CEM III/B-Betone weisen die höchsten, die Betone mit CEM II/A-LL + FA die niedrigsten Werte auf. Dieser Befund ist für die praktische Anwendung der Luftpermeabilitätsmessung sehr wichtig. Er müsste Anlass sein, die in der SIA 262/1 [SIA 2013a] angegebenen Richtwerte kritisch zu hinterfragen.
- Der Einfluss der Betonfeuchtigkeit auf die Luftpermeabilität ist im Bereich von 2 bis 4 M.-% gering. Oberhalb einer gewissen Betonfeuchtigkeit kann die Methode nicht angewendet werden.
- Der Einfluss der Karbonatisierung ist auf Grund der Streuung bei dieser Messung nicht sicher erkennbar. Es scheint, dass das Bindemittel evtl. einen gewissen Einfluss hat: eher tiefere Werte für die Luftpermeabilität beim karbonatisierten Beton beim CEM I, CEM II/A-LL und CEM I + HSM und eher höhere Werte beim CEM III/B und CEM II/B M (V-LL). Um den Einfluss sicher zu beurteilen, wären weitere und systematischere Messungen nötig.



**Abb. 90** Einfluss der Betonfeuchtigkeit auf die Luftpermeabilität, aufgeschlüsselt nach Datum der Messung (links) und nach Prüfkörper (rechts).



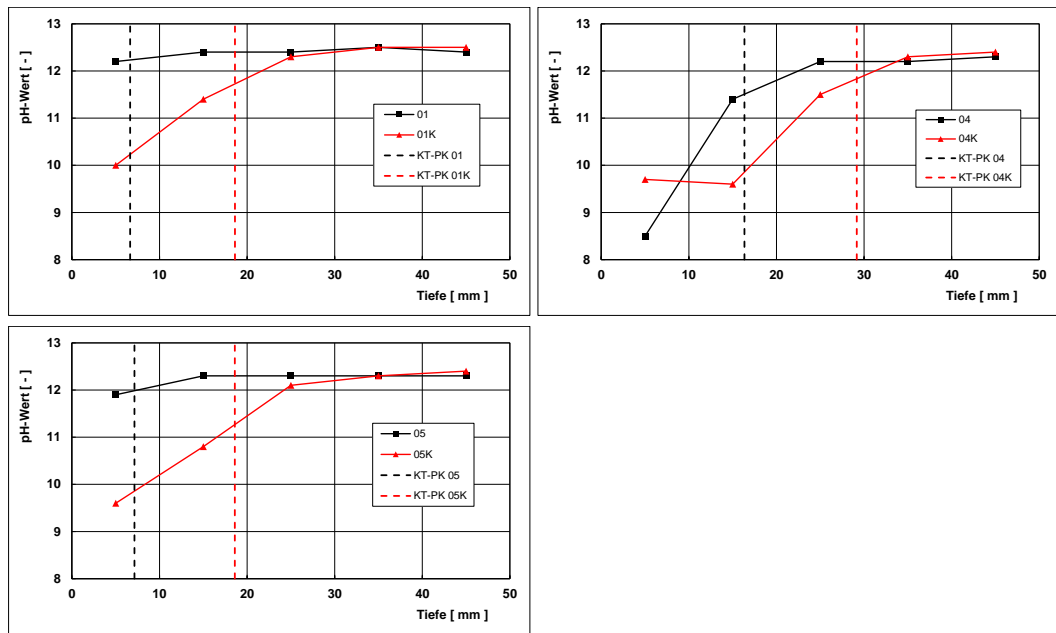
**Abb. 91** Luftpermeabilität der vorkarbonatisierten vs. Luftpermeabilität der nicht vorkarbonatisierten Prüfkörper, aufgeschlüsselt nach Datum der Messung (links) und nach dem Bindemittel (rechts).

### 6.7.2 pH-Wert und Karbonatisierungstiefe im Vergleich

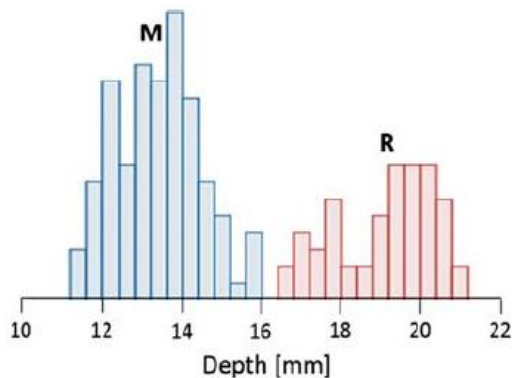
Der an fein gemahlenem Betonpulver aus verschiedenen Tiefenstufen ermittelte pH-Wert zeigt einen typischen Verlauf über die Tiefe (**Abb. 92**). Der pH-Wert der äußersten Schicht der nicht vorkarbonatisierten Prüfkörper liegt, abhängig vom Bindemittel zwischen 8.5 und rund 12, bei den vorkarbonatisierten Prüfkörpern zwischen etwa 9.5 und 10. Der von der Karbonatisierung unbeeinflusste pH-Wert liegt bei rund 12.2 bis 12.5. Die zugehörige Tiefe variiert von etwa 15 bis 35 mm. Sie ist abhängig vom Bindemittel und von der Vorkarbonatisierung. Im Vergleich zu den Ergebnissen der Porenwasseranalyse sind die so bestimmten pH-Werte tendenziell tiefer (Verdünnung). Dies gilt im vermehrten Masse bei den hohen pH-Werten. Andererseits wird beim Mahlen des Betonpulvers Restklinker aufgebrochen, was den pH-Wert anheben kann.

Die mit Phenolphthalein gemessene Karbonatisierungstiefe wird durch das Bindemittel und durch die Vorkarbonatisierung beeinflusst. Sie liegt zwischen etwa 6 und 30 mm. Die Schnittpunkte dieser Linien mit den pH-Profil liegt bei einem pH-Wert zwischen 11.2 bis 12.2 (Mittelwert: 11.8).

Die Karbonatisierungstiefe des Prüfkörpers PK01 ist mit  $6.6 \pm 1.5$  mm deutlich kleiner als die Überdeckung der äußeren Betonstäbe von 10 mm. Trotzdem haben diese Betonstäbe bei den Messungen aktive Korrosion angezeigt. Dies bedeutet, dass die Beurteilung des Korrosionszustandes sich nicht alleine auf die Karbonatisierungstiefe abstützen sollte. Dies ist in Übereinstimmung mit den Ergebnissen von anderen Arbeiten [Hunkeler 1994, Segui 2017, Femenias 2018]. In [Revert 2018] wird dies auf den Einfluss der Gefügestörungen in der Nähe der Bewehrung zurückgeführt (**Abb. 93**). In diesem Zusammenhang ist auf die Arbeit des RILEM TC 262-SCI hinzuweisen, das sich mit den Eigenschaften der Grenzfläche Stahl/Beton befasst hat [Angst 2017].



**Abb. 92** pH-Wert in Abhängigkeit von der Tiefe bei den Prüfkörpern 01 und 01K, 04 und 04 K sowie 05 und 05K. Eingetragen sind zudem die mit Phenolphthalein gemessenen Karbonisierungstiefen.



**Abb. 93** Einfluss der Bewehrung auf die Karbonisierungstiefe. M: Bereich ohne Bewehrung. B: Bereich mit Bewehrung [Revert 2018].

### 6.7.3 Ca(OH)<sub>2</sub>- und CaCO<sub>3</sub>-Gehalt

Aus fein gemahlene Betonproben aus verschiedenen Tiefen wurden der Ca(OH)<sub>2</sub>- und der CaCO<sub>3</sub>-Gehalt mittels Thermogravimetrie bestimmt (**Abb. 94**).

Das Profil der Ca(OH)<sub>2</sub>-Gehalte liegt für den nicht vorkarbonatisierten Beton mit CEM I (PK01) deutlich höher als die anderen Profile. Der Gehalt ist in der Tiefe von 15 mm deutlich niedriger als der unbeeinflusste Wert in einer Tiefe von  $\geq 25$  mm. Der Ca(OH)<sub>2</sub>-Gehalt des Betons mit dem CEM III/B ist auch im nicht vorkarbonatisierten Zustand sehr tief und liegt unter der Nachweisgrenze von 0.5 M.-%. Die Ca(OH)<sub>2</sub>-Gehalte der vorkarbonatisierten Prüfkörper verharren bis in eine Tiefe von 15 mm (PK01K und 05K) bzw. 25 mm (PK04K) auf einem tiefen Niveau (unter der Nachweisgrenze) und steigen danach an. Beim Prüfkörper PK05K erreicht der Ca(OH)<sub>2</sub>-Gehalt in 45 mm Tiefe das Niveau des nicht vorkarbonatisierten Prüfkörpers. Beim Prüfkörper PK01K dürfte dies erst in einer Tiefe von 55 mm der Fall sein.

Die  $\text{CaCO}_3$ -Gehalte streuen über die Tiefe und liegen, abgesehen von einer Ausnahme, zwischen 44 und 55 M.-%. Ein Profil oder ein Einfluss des Bindemittels oder der Vorkarbonatisierung ist nicht erkennbar.

Weder beim  $\text{Ca(OH)}_2$ - noch beim  $\text{CaCO}_3$ -Gehalt kann eine Korrelation zu den mit Phenolphthalein gemessenen Karbonatisierungstiefen hergestellt werden. Einzig aus den Daten von PK01 und 05 kann abgeleitet werden, dass die gemessene Karbonatisierungstiefe einem  $\text{Ca(OH)}_2$ -Gehalt von 1.0 bzw. 0.75 M.-% entspricht.

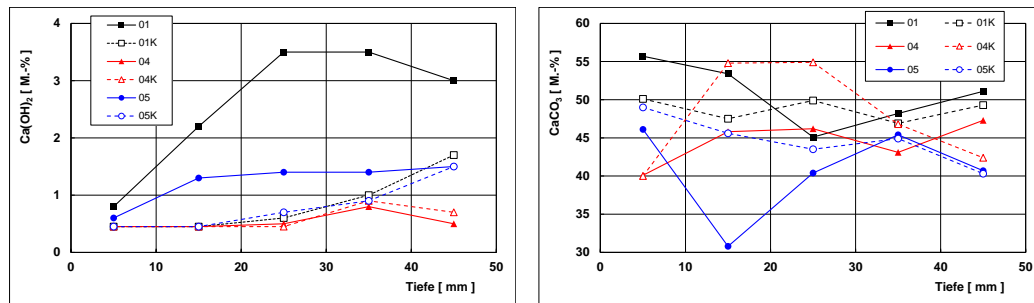


Abb. 94  $\text{Ca(OH)}_2$ -Profile (links) und  $\text{CaCO}_3$ -Profile (rechts).

## 6.8 Zustand der Betonstähle nach dem Ausbau

### 6.8.1 Vorgehen beim Ausbau

Nach der Schlussmessung wurden die Prüfkörper 01 und 01K, 04 und 04K sowie 05 und 05K für die abschliessenden Untersuchungen ausgewählt. Die übrigen Prüfkörper wurden zunächst im Schwindraum, nach dem Freiwerden des Monitoringsystems (Transfer der neuen Prüfkörper im Klimaschrank) wurden diese wieder in den Stevenson-Screen transferiert.

Die ausgewählten Prüfkörper wurden so geschnitten, dass pro Prüfkörper 7 Scheiben mit je einem Betonstahl- und einem nichtrostenden Stahlstab und total 6 Zwischenschichten ohne Stahl für die chemischen Analysen anfielen.

Die Karbonatisierungstiefe wurden an den Scheiben mit den Stahlstäben ermittelt (Abb. 95). Diese Platten wurden anschliessend mit einer Druckprüfmaschine mit Keilen bis zum Bruch so belastet, dass die Stahlstäbe einfach entnommen werden konnten (Abb. 96). Diese wurden an der EMPA entrostet. Gemäss Angaben der EMPA treten in der Regel keine Beizverluste auf.



Abb. 95 Zugeschnittene Scheibe 2-F aus Prüfkörper PK01 (links) und Bestimmung der Karbonatisierungstiefe mit Phenolphthalein.





**Abb. 96** Vorbereiten und Beschriften der Scheiben (links) und Belastung der Scheiben mit Keilen bis zum Bruch (rechts).

### 6.8.2 Zustand der ausgebauten Stahlstäbe

Zunächst kann festgehalten werden, dass die Korrosion an den Bewehrungsstäben in keinem Falle Risse im Beton verursacht haben.

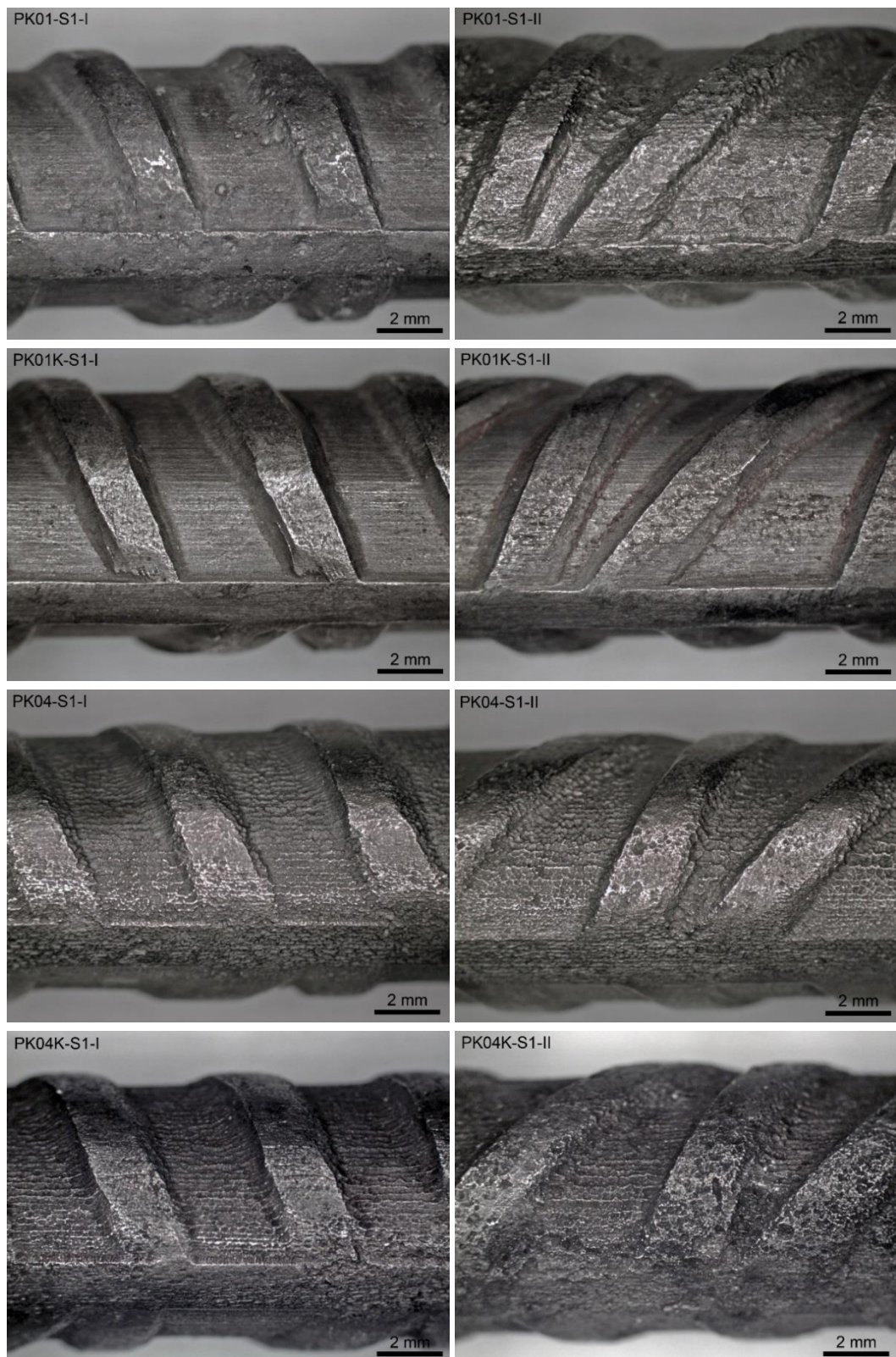
Der Zustand der Stahlstäbe direkt nach dem Ausbau geht aus **Abb. 97** hervor. Die Stäbe weisen unterschiedliche Rostmengen und anhaftende Zementsteinmengen auf. Es ist anzunehmen, dass dort, wo Zementstein auf dem Stahl haften bleibt, die stärksten Korrosionsangriffe stattgefunden haben.

Die **Abb. 98** zeigt einige Beispiele von entrosteten und gereinigten Staboberflächen. Einzelne Oberflächen zeigen kaum Korrosionsspuren. Die Oberflächen weisen eine gewisse Grundrauigkeit auf, die auf die Bearbeitung der Stäbe zurückzuführen ist. Mit der Korrosion entstand zwischen und auf den Rippen eine unterschiedlich stark aufgeraute Oberfläche mit teilweise muldenförmigen Angriffsstellen. Zwischen den Rippen kann teilweise auch eine Art Rillenbildung beobachtet werden. Erhebliche Korrosionsangriffe sind in keinem Fall sichtbar. Die beiden Seiten der Stäbe weisen teilweise unterschiedlich starke Korrosionsspuren auf.





**Abb. 97** Zustand der Stahlstäbe direkt nach dem Ausbau. Von links bis rechts: Stab 7 bis Stab 1. Oben: PK01 (links) und PK01K (rechts), Mitte: PK04 (links) und 04K (rechts). Unten: PK05 (links) und 05K (rechts).

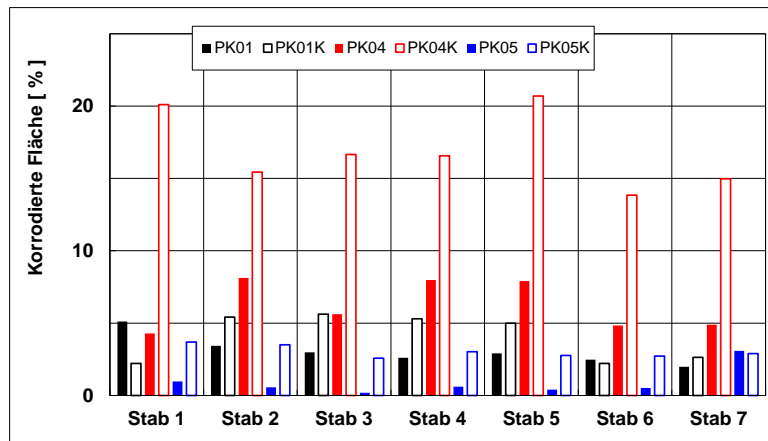


**Abb. 98** Zustand der Oberfläche der Stahlstäbe nach dem Entrosten. Von oben nach unten: PK01, PK01K, PK04 und PK04K. Fotos aus der Mitte der einzelnen Stahlstäbe (je 2 Seiten: I und II).

### 6.8.3 Quantifizierung des Korrosionsangriffs

Bei der Herstellung der Prüfkörper im Jahre 2007 wurde das Gewicht der eingebauten Stahlstäbe nicht gemessen. Wegen des nicht exponierten, unterschiedlich langen Überstandes der Stäbe und dem nachträglichen Anbringen von Bohrungen wäre es schwierig gewesen, präzise Massenverluste oder Dickenminderungen zu ermitteln.

Mittels Digitalisierung des visuell stärkeren Abtrags (Mulden) wurde **Abb. 99** erzeugt. Für eine Korrelation mit dem gemessenen bzw. mit dem berechneten Abtrag aus der Makroelementkorrosion ist diese Basis nicht ausreichend.



**Abb. 99** Korrodierte Fläche mit gut erkennbaren muldenförmigen Angriffsstellen.

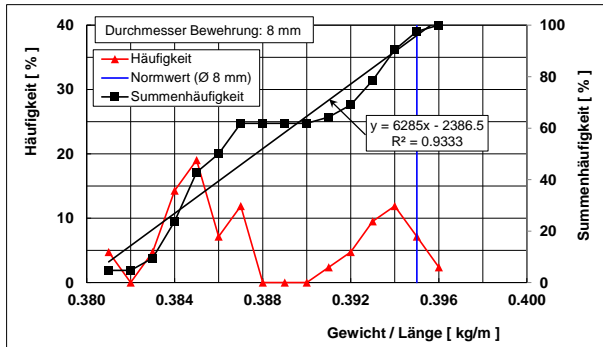
In einem weiteren Schritt wurde nach der fotografischen Dokumentation ergänzend die nicht exponierten Enden der Stahlstäbe abgeschnitten und anschliessend Länge und Gewicht der verbleibenden Stäbe gemessen und daraus das Längengewicht berechnet. **Abb. 100** zeigt die Häufigkeitsverteilung und die Summenhäufigkeit der so ermittelten Werte. Die höchsten gemessenen Werte entsprechen dem Normwert (0.395 kg/m für den Stabdurchmesser von 8 mm). Das effektive Längengewicht ist nicht bekannt. Nimmt man an, dass die Stäbe mit dem höchsten Längengewicht nicht korrodiert haben und damit keinen Abtrag aufweisen, kann aus dem gemessenen Längengewicht der Stäbe deren Gewichtsverlust (in g und %) und der Korrosionsabtrag berechnet werden.

Der mittlere Gewichtsverlust liegt bei  $-1.2 \pm 0.8$  g bzw.  $-1.8 \pm 1.2\%$  und der mittlere Abtrag bei  $34 \pm 23$   $\mu\text{m}$  (**Tab. 38**). Es ist keine Korrelation mit dem visuellen Angriffsbild auszumachen. Die Streuung der Ergebnisse ist in Anbetracht des geringen Korrosionsangriffs zu gross bzw. der mittlere effektive Abtrag an den Stahlstäben ist geringer als die ermittelte Streuung.

Der ermittelte mittlere Abtrag darf nicht mit dem effektiven Abtrag gleichgesetzt werden. Er ist wohl zumindest teilweise auf eine ungenaue Annahme für das Längengewicht zurückzuführen. Leider liegen zum Längengewicht des 2007 eingebauten Betonstahls keine Angaben vor.

Die Häufigkeitsverteilung weist eine bimodale Verteilung auf. Die gleiche Analyse wurde deshalb unter Berücksichtigung dieses Befundes durchgeführt. Dies führte aber nicht zu einer verbesserten Beurteilung.

Aus diesen Ergebnissen muss gefolgert werden, dass unter den gegebenen Umständen die Bestimmung des Längengewichts keine sichere Quantifizierung des Korrosionsangriffs erlaubte. Eine andere Methode stand aber nicht zur Verfügung.



**Abb. 100** Häufigkeitsverteilung und Summenhäufigkeit des Längengewicht der ausgebauten Stahlstäbe.

**Tab. 38** Aus dem ermittelten Längengewicht berechneter Korrosionsabtrag,  $\mu\text{m}$

Prüfkörper	Stab Nr.							Mittelwert	Std.abw.
	1	2	3	4	5	6	7		
PK01	48	-1	45	3	45	0	55	28	24
PK01K	41	46	57	5	13	48	-1	30	22
PK04	19	71	52	7	57	5	47	37	24
PK04K	6	55	52	58	14	8	38	33	21
PK05	8	38	46	41	51	56	59	43	16
PK05K	46	71	-2	47	51	-5	11	31	27
Mittelwert	28	47	42	27	38	19	35	<b>34</b>	
Std.abw.	18	24	20	22	18	24	22	<b>23</b>	

## 6.9 Zusammenfassung

In diesem Teil des Forschungsprojektes wurde die Korrosion der Bewehrung in zehn Prüfkörpern mit unterschiedlichen Zementen und Zement-Zusatzstoffkombinationen untersucht. Die Prüfkörper wurden im Rahmen eines anderen Projektes Ende 2007 hergestellt. Für die Herstellung der Betone ( $w/z$ - bzw.  $w/z_{\text{eq}}$ -Wert: 0.50) wurden folgende Bindemittel verwendet:

- CEM I
- CEM II/A-LL
- CEM II/A-LL mit Flugasche
- CEM III/B
- CEM I mit Hüttensandmehl.

Fünf der Prüfkörper wurden in der Schnellkarbonatisierungskammer vorkarbonatisiert. Die anderen fünf Prüfkörper karbonatisierten unter natürlichen Bedingungen. Die Prüfkörper lagerten seit Juli 2008 entweder im Schwindraum (70% rel. Luftfeuchtigkeit, 20 °C), im Stevenson-Screen auf dem Garagendach der TFB AG in Wildeg (variable Temperatur und variable rel. Luftfeuchtigkeit) oder im Klimaschrank (variable rel. Luftfeuchtigkeit, 20 °C).

In unterschiedlichen zeitlichen Abständen wurden die für die Korrosion wichtigen Parameter (Betonfeuchtigkeit, elektrischer Betonwiderstand und Korrosionspotenzial der einzelnen Stahlstäbe sowie Makroelementstrom zwischen den gegenüber liegenden Stahlstäben



(normaler Betonstahl und nichtrostender Stahl Top12) gemessen. Um den Makroelementstromfluss zeitlich feiner aufzulösen, wurde ein Monitoringsystem aufgebaut, mit dem insgesamt acht Prüfkörper mit je 7 Stahlstäben parallel gemessen werden konnten. Am Ende des Projektes wurden bei sechs der zehn Prüfkörper abschliessende Untersuchungen gemacht (chemische Analysen, Ausbau der Stahlstäbe).

Folgende Ergebnisse sind von Bedeutung (thematisch gegliedert):

#### Feuchtigkeit und elektrischer Widerstand des Betons

- Die Feuchtigkeit der verschiedenen Betone nimmt nach der Wassersättigung im Juli 2008 rasch ab. Die vorkarbonatisierten Prüfkörper trocknen schneller aus und haben tiefere Wassergehalte als die nicht karbonatisierten Prüfkörper. Die Betone mit dem CEM III/B trocknen schneller und stärker aus als die anderen Betone.
- Es dauert 3 bis 5 Jahre bis der Rand- und Kernbeton der Prüfkörper die Ausgleichsfeuchtigkeit erreicht hat.
- Der spezifische elektrische Betonwiderstand ist stark abhängig vom Wassergehalt und der Karbonatisierung. Mit dem Eintrag von Wasser nehmen auch die sehr hohen Betonwiderstände der Betone mit CEM III/B stark ab und erreichen fast die Werte der anderen Betone.
- Ähnlich wie der elektrische Betonwiderstand nimmt das Korrosionspotenzial mit abnehmender Betonfeuchtigkeit zu und mit dem Eintrag von Wasser um mehrere Hundert mV ab.

#### Abtragsrate (ME und E)

- Die Abtragsraten ME der unbewitterten Prüfkörper im Stevenson-Screen mit einem Feuchtegehalt entsprechend einer Lagerung bei einer mittleren relativen Luftfeuchtigkeit um 80% sind klein und liegen in den letzten Jahren der Untersuchungen zwischen Null und maximal 2  $\mu\text{m}/\text{Jahr}$ . Für die Beurteilung können die Jahresmittelwerte für die relative Luftfeuchtigkeit zu Grunde gelegt werden (siehe dazu auch Anmerkung 1 im **Kap. 5.6**).
- Der Eintrag von Wasser führt zu einer starken und nachhaltigen Zunahme der Abtragsraten und kann bei den CEM I-Betonen Werte bis über 30  $\mu\text{m}/\text{Jahr}$  erreichen. Bei den CEM III/B-Betonen sind die Abtragsraten deutlich kleiner. Der Anstieg der Abtragsraten ist bei den CEM III/B-Betonen viel rascher als bei den CEM I-Betonen. Sie klingen danach aber rascher wieder ab. Der während des Monitorings im Stevenson-Screen und im Klimaschrank berechnete gesamte Abtrag (ohne Eigenkorrosion) ist bei den nicht vorkarbonatisierten Prüfkörpern mit CEM I am höchsten und beträgt bei Versuchsende rund 15  $\mu\text{m}$ .
- Die Ergebnisse der Messung der Eigenkorrosionsrate mit dem kommerziell erhältlichen Gecor-10 und jene des IfB der ETH Zürich unterscheiden sich bei Werten über 1 bis 2  $\mu\text{m}/\text{Jahr}$  erheblich. Die mit dem Gecor-10 gemessenen Werte liegen teilweise weit über den Abtragsraten infolge Makroelementkorrosion. Die Werte des IfB sind dagegen mehrheitlich kleiner. Die Eigenkorrosionsraten liegen gemäss den Messungen des IfB bei etwa 60-70% der Abtragsraten ME. Mit anderen Worten das Verhältnis Abtragsrate ME/E beträgt etwa 1.5. Das maximale Verhältnis Kathode zu Anode liegt, je nach Anzahl der effektiv anodisch wirkenden Betonstähle, im ungünstigsten Fall bei 13 (s. **Kap. 3.1.4**). Die maximal mögliche Wirkung des Makroelementes wird damit bei weitem nicht erreicht. Dies überrascht nicht (siehe **Kap. 2.2**).
- Der effektive Korrosionsabtrag wegen der Eigenkorrosion an den Stahlstäben (PK05 und PK05K) konnte nicht ermittelt werden, da er offenbar kleiner war als die Messstreuung. Dies war auch der Fall bei den Prüfkörpern mit Makroelementkorrosion.
- Der Korrosionszustand der ausgebauten Stahlstäbe zeigt die erwartungsgemässen geringen Korrosionsangriffe.

#### Einflüsse auf die Abtragsrate

- Die Abtragsrate ist von der relativen Luftfeuchtigkeit abhängig. Bei relativen Luftfeuchtigkeiten unter 80% ist die Abhängigkeit schwächer als bei hohen Luftfeuchtigkeiten. Ein sehr steiler Anstieg bewirkt der Eintrag von Wasser.

- Zwischen dem spezifischen elektrischen Betonwiderstand der verschiedenen Betone und der Abtragsrate besteht nur ein sehr grober Zusammenhang. Diese Grösse eignet sich daher nicht generell für die Abschätzung der Korrosionsgeschwindigkeit. Für eine bestimmte Betonsorte kann sie aber sehr nützlich sein.
- Die Abtragsrate zeigt eine deutliche, aber keine sehr starke Abhängigkeit vom Potenzial. Die Abhängigkeit der CEM III/B-Betone ist offenbar stärker als jene der anderen Betone.
- Die Abtragsraten sind von der Überdeckung, der Tiefe des karbonatisierten Betons und von der Lage der Stahlstäbe abhängig. Der Eckstab mit der geringen Überdeckung von 10 mm zeigt i.d.R. höhere Abtragsraten als der Nachbarstab mit der gleichen Überdeckung. Erheblich karbonatisierter Beton führt zu kleineren Abtragsraten. So kann es sein, dass die wenig überdeckten Stäbe kleinere Abtragsraten aufweisen als die Stäbe mit einer höheren Überdeckung.
- Die Temperatur hat unter natürlichen Bedingungen einen eher geringen Einfluss auf die Abtragsrate. Die hohen Temperaturen im Sommer reduzieren die Betonfeuchtigkeit und kompensieren so die Wirkung des bei höheren Temperaturen tieferen Betonwiderstandes.

#### Modellierung

- Die unter den unbewitterten Expositionsbedingungen (Expositionsklasse XC3) festgestellten kleinen Abtragsraten eröffnen die Möglichkeit, die Korrosionsphase bei der Festlegung der Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand von Betonen zu berücksichtigen.

#### Prüftechnische Aspekte

- Die Vorkarbonatisierung der Betone, die durchgeführt wurde, um die Initiierungsphase für die Korrosion zu umgehen bzw. abzukürzen, hat die grundlegenden Aussagen zur Korrosion nicht verändert. Die Abtragsraten können teilweise etwas tiefer ausfallen.
- Die Luftpermeabilität zeigt eine deutliche Abhängigkeit von der Betonfeuchtigkeit und der Zusammensetzung der Betone. Der sehr relevante Einfluss der Art des Zementes und der Zusatzstoffe müsste Anlass sein, die in der SIA 262/1 [SIA 2013a] aufgeführten Grenzwerte zu überprüfen.
- Die mit Phenolphthalein bestimmte Karbonatisierungstiefe entspricht einem mittleren pH-Wert, gemessen an fein gemahlene Betonemulsionen, von etwa 11.8. Es konnte festgestellt werden, dass auch Stäbe, die nicht bzw. noch nicht im karbonatisierten Beton liegen, korrodieren können. Die Beurteilung des Korrosionszustandes sollte sich daher nicht nur auf die mit Phenolphthalein bestimmte Karbonatisierungstiefe abstützen. Der Zustand der Bewehrung sollte auch visuell beurteilt werden.
- Die Bestimmung des  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ - und des  $\text{CaCO}_3$ -Gehaltes ergab keine Mehrinformation.

#### Weitere Forschung

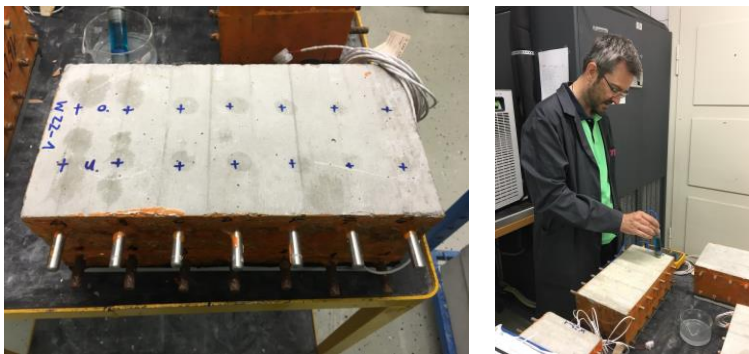
Die vier noch intakten Prüfkörper sollen für weitere Untersuchungen genutzt werden (siehe **Kapitel 8**).

## 7 Resultate der Korrosionsuntersuchungen mit den Prüfkörpern Serie 2016

### 7.1 Vorbemerkung

Die Prüfkörper Serie 2016 wurden nach der unterschiedlich langen Schnellkarbonatisierung zunächst im Schwindraum gelagert. Die ersten drei Prüfkörper wurden in der zweiten Hälfte Februar bzw. anfangs März 2017 in den Stevenson-Screen transferiert und an das Monitoringsystem angeschlossen (kontinuierliche Messung des Makroelementstromes). Die nächsten Prüfkörper folgten im Mai 2017. Der Transfer der letzten beiden Prüfkörper (W-Z1-3 und W-Z3-1) erfolgte Ende September/anfangs Oktober 2017.

Ende August 2018 wurden die Prüfkörper in den Schwindraum gebracht und die Handmessung durchgeführt (**Abb. 101**). Vom 31.08.2018 bis im Februar 2019 lagerten die Prüfkörper im Klimaschrank bei variabler relativer Luftfeuchtigkeit. Danach wurden noch ergänzende Handmessungen durchgeführt.



**Abb. 101** Prüfkörper Serie 2016 (links) und Potenzialmessung nach Lagerung im Stevenson-Screen (rechts).

Für die Zeitachse wurde die UTC-Zeit verwendet, d.h. die Umstellung auf Sommer- und Winterzeit wurde nicht übernommen.

Für die Temperaturmessung wurden zunächst die Daten des Temperatursensors im Gehäuse des Monitoringsystems verwendet, ab Mai 2017 die Werte der in den Prüfkörpern eingebauten Sensoren. Diese erfassen die Betontemperatur in 20 bis 30 mm Tiefe.

In Anbetracht der sehr umfangreichen Resultate werden nachfolgend bei einigen Themen nur die Ergebnisse von einzelnen Prüfkörpern gezeigt. Diese sind **Anhang IV** enthalten.

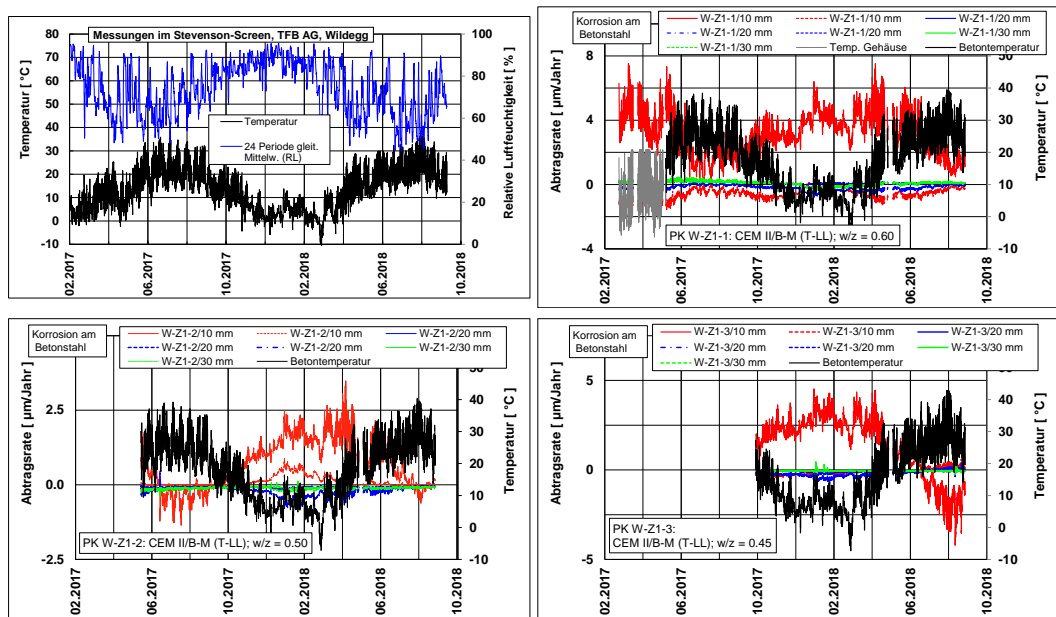
Weitere Hinweise können dem **Kapitel 6.5.1** entnommen werden.

### 7.2 Kontinuierliche Messungen im Stevenson-Screen

In den folgenden Abbildungen (**Abb. 103** bis **Abb. 105**) sind die Ergebnisse der kontinuierlichen Messungen dargestellt. **Abb. 106** zeigt die Abtragsrate der letzten 24 Stunden im Stevenson-Screen im August 2018. Aus diesen Abbildungen kann Folgendes entnommen werden:

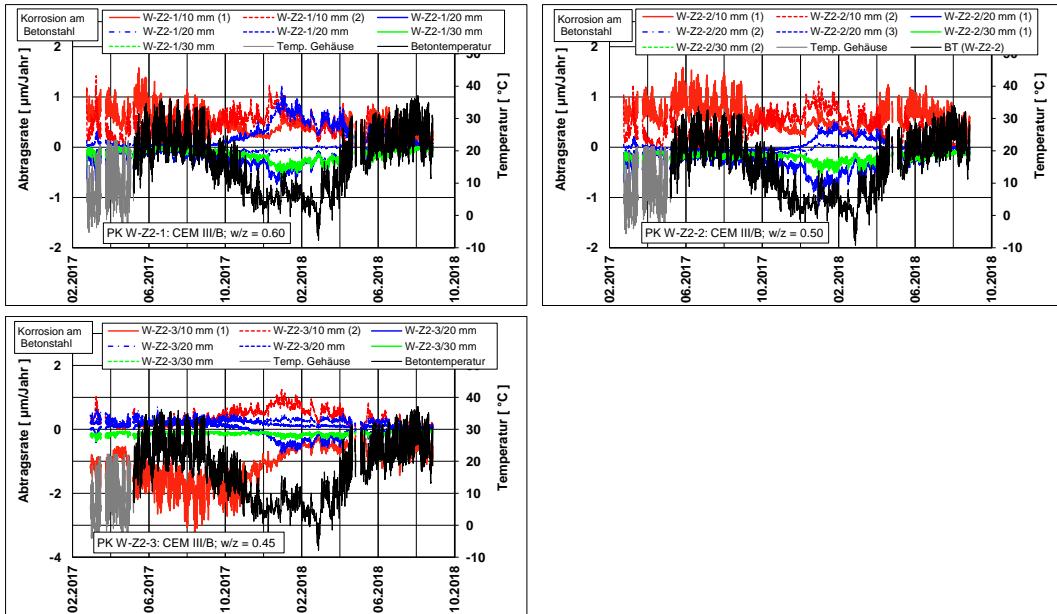
- Die höchsten Abtragsraten sind i.d.R. beim Stahlstab 1, teilweise auch beim Stab 2, mit einer Überdeckung von 10 mm festzustellen. Bei den Prüfkörpern mit dem Zement Z2 (CEM III/B) korrodieren auch die Stäbe mit einer Überdeckung von 20 mm.

- Die stärkste Wirkung des Makroelements zeigt sich zu Beginn der Auslagerung im Stevenson-Screen, da die Seite mit dem nichtrostenden Stahl noch feucht und nicht karbonatisiert war. Der Kernbeton war ebenfalls noch nicht ausgetrocknet. Bei den Abmessungen der Prüfkörper braucht es etwa 3 bis 5 Jahre bis die Ausgleichsfeuchtigkeit im Kernbeton erreicht ist (siehe **Kap. 6.3.2**). Die Abtragsraten waren deshalb zu Beginn hoch.
- Die Abtragsraten nahmen bei den Prüfkörpern W-Z1-1 und W-Z1-2 mit zunehmender Temperatur und Austrocknung der Prüfkörper bis im August 2017 ab, danach wieder zu. Vom Frühling bis August 2018 nahmen die Abtragsraten erneut ab und erreichten, mit wenigen Ausnahmen, sehr tiefe Werte. Beim Prüfkörper W-Z1-3 ist der Verlauf für die zweite Messhälfte ähnlich.
- Bei den Prüfkörper mit dem Zement Z2 (CEM III/B) sind die Abtragsraten generell tief. Saisonalen Schwankungen sind zwar zu beobachten, sie sind aber weit weniger ausgeprägt. In gewissen Zeiten korrodieren auch die Stäbe mit 20 mm Überdeckung.
- Der Prüfkörper W-Z3-1 zeigt einen ähnlichen Verlauf wie W-Z1-3. Die anfänglichen Abtragsraten waren aber höher (geringerer elektrischer Betonwiderstand).
- Der zeitliche Verlauf der Abtragsrate beim Prüfkörper W-Z4-1 ist ähnlich wie W-Z1-2. Die Abtragsraten sind aber etwas höher (geringerer elektrischer Betonwiderstand).
- Offensichtlich ist des Weiteren, dass Stahlstäbe, die im karbonatisierten Beton liegen, zur Kathode werden und den nichtrostenden Stahl auf der gegenüber liegenden Seite polarisieren können.

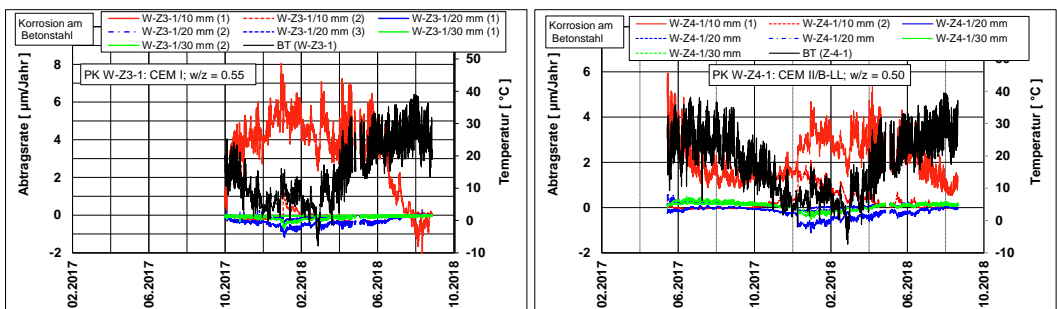


**Abb. 102** Verlauf der Temperatur und der rel. Luftfeuchtigkeit (gleitendes Mittel über 24 Stunden) (oben links) sowie Abtragsrate ME-IIa der Prüfkörper mit dem Zement Z1 (CEM II/B-M (T-LL)) mit den w/z-Werten 0.60 (oben rechts), 0.50 (unten links) und 0.45 (unten rechts).

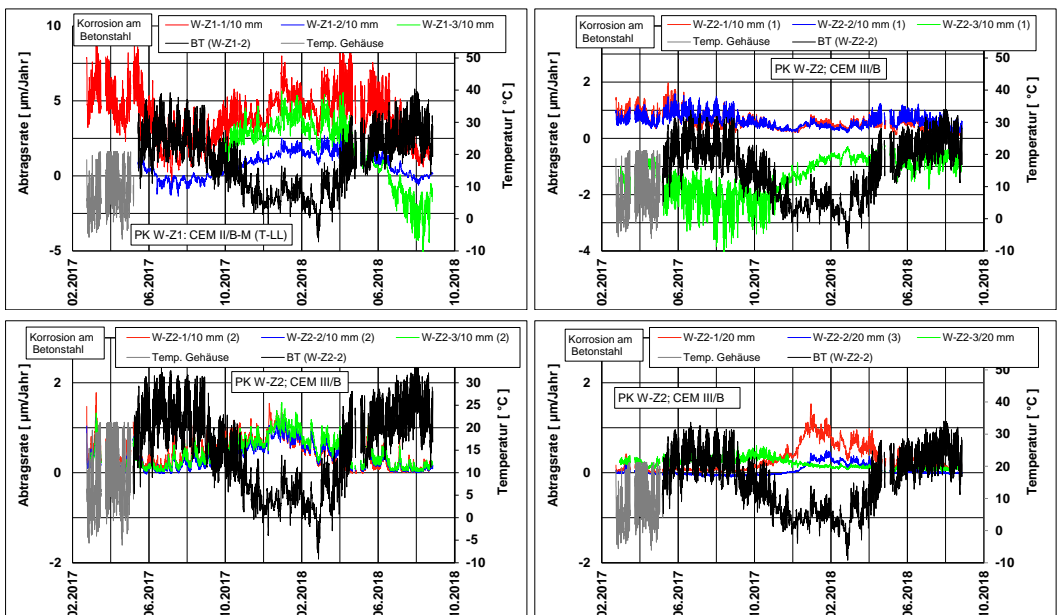




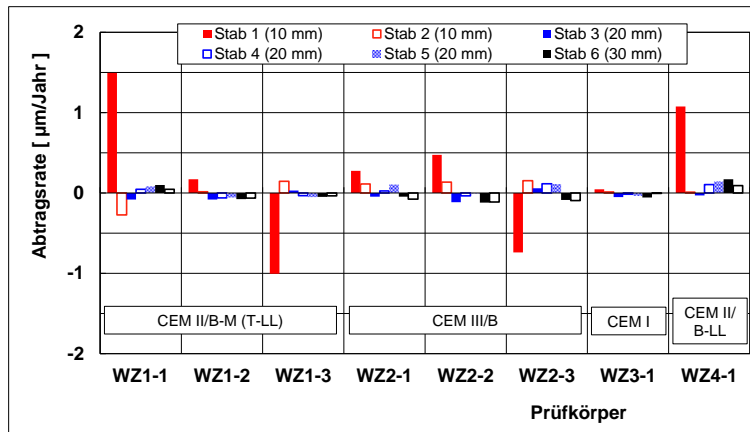
**Abb. 103** Verlauf der Abtragsrate ME-IIa der Prüfkörper mit dem Zement Z2 (CEM III/B) mit den w/z-Werten 0.60 (links oben), 0.50 (rechts oben) und 0.45 (unten links).



**Abb. 104** Verlauf der Abtragsrate ME-IIa der Prüfkörper mit den Zementen Z3 (CEM, w/z = 0.55) (links) und Z4 (CEM II/B-LL, w/z = 0.50) (rechts). BT: Betontemperatur.



**Abb. 105** Vergleich der Abtragsrate ME-IIa von Stahlstäben in unterschiedlichen Tiefen der Prüfkörper W-Z1 (oben links) und W-Z2. BT: Betontemperatur.



**Abb. 106** Vergleich der mittleren Abtragsraten ME-IIa der letzten 24 Stunden im Stevenson-Screen im August 2018. Temperatur: 23 – 30 °C.

## 7.3 Handmessungen im August 2018

### 7.3.1 Betonfeuchtigkeit

Die Betonfeuchtigkeit wurde nach der Auslagerung im Stevenson-Screen Ende August 2018 gemessen. Dazu wurde je eine Messung auf den beiden Seiten und in der Mitte der Prüfkörper gemacht (**Tab. 39**).

Die Betonfeuchtigkeit auf der Seite Betonstahl ist geringfügig abhängig von der Zementart, liegt aber in allen Fällen unter 3.5 M.-%. Die Betonfeuchtigkeit auf der Seite mit dem nichtrostenden Stahl ist höher. Die kleinste Differenz ist beim Beton mit dem Z2 (CEM III/B) vorhanden, d.h. diese Betone trocknen rascher als die anderen. Die grössten Unterschiede sind beim PK W-Z1-3 (tiefer w/z-Wert) und den beiden Zementen Z3 und Z4 vorhanden. Die höhere Betonfeuchtigkeit auf den beiden Seiten des Prüfkörpers ist auf die unterschiedliche Art der Vorkonditionierung zurückzuführen. Während der Schnellkarbonatisierung war die Seite mit den nichtrostenden Stahlstäben luftdicht abgedeckt. Der Austrocknungsvorgang konnte daher erst mit der Auslagerung im Stevenson-Screen beginnen.

**Tab. 39** Betonfeuchtigkeit der Prüfkörper Serie 2016 auf den beiden Seitenflächen (Mittelwert aus drei Messungen) nach der Lagerung im Stevenson-Screen im August 2018.

Prüfkörper	Betonfeuchtigkeit, M.-%		
	Seite Betonstahl	Seite NiRo-Stahl	Differenz
W-Z1-1	3.4	3.9	0.5
W-Z1-2	3.4	4.2	0.8
W-Z1-3	3.4	4.5	1.1
W-Z2-1	3.2	3.4	0.2
W-Z2-2	3.3	3.5	0.2
W-Z2-3	3.3	3.6	0.3
W-Z3-1	3.5	4.7	1.2
W-Z4-1	3.4	4.4	1.0

### 7.3.2 Spezifischer elektrischer Betonwiderstand, Potenzial und Abtragsrate nach der Auslagerung im Stevenson-Screen

Am Ende der Auslagerung der Prüfkörper im Stevenson-Screen wurden der elektrische Widerstand zwischen den Stäben auf den beiden Seiten, d.h. in der Ebene der Bewehrung, sowie in Querrichtung der Prüfkörper, das Korrosionspotenzial der Stahlstäbe und die Makroelementströme gemessen.

Der **Tab. 40** mit den elektrischen Betonwiderständen in der Ebene der Bewehrung kann entnommen werden, dass der Betonwiderstand auf der Seite mit dem normalen Betonstahl (BS) bis um den Faktor 6 (im Mittel Faktor 4) höher ist als auf der nicht vorkarbonatisierten Seite mit den nichtrostenden Stählen (NiRo). Bei einer Überdeckung von 30 mm ist das Widerstandsverhältnis BS/NiRo im Mittel bei 1.0. In dieser Tiefe ist die Wirkung der Vorkarbonatisierung nicht mehr spürbar und die Betonfeuchtigkeit etwa ähnlich. Im Vergleich zu den Ergebnissen bei den Prüfkörpern Serie 2007 (**Abb. 64**) besteht hier nur eine schwache Korrelation zwischen den beiden Seiten der Prüfkörpern (**Abb. 107**).

In **Tab. 41** sind die spezifischen elektrischen Betonwiderstände in Querrichtung, d.h. heisst zwischen Betonstahlstab (BS) und nichtrostendem Stahlstab (NiRo), die Korrosionspotenziale und die Abtragsraten in Abhängigkeit von der Überdeckung zusammengestellt und in **Abb. 108** dargestellt. Negative Abtragsraten bedeuten, dass die nichtrostenden Stahlstäbe sich anodisch polarisiert sind. Die Ergebnisse lassen folgende Schlüsse zu:

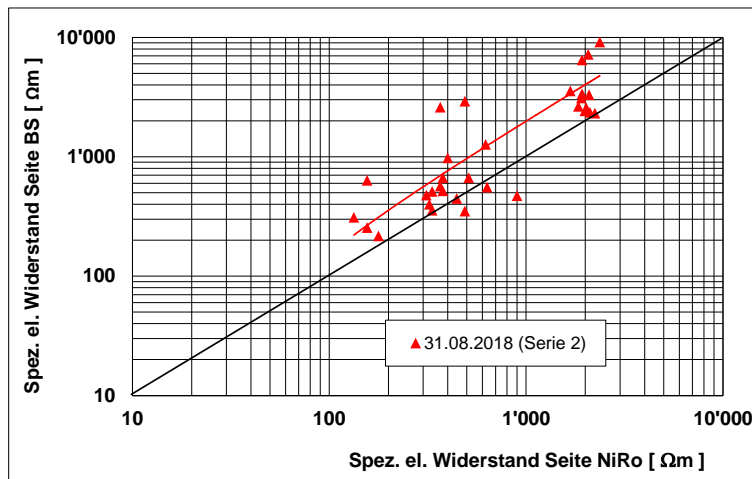
- Die Beziehung zwischen der Abtragsrate und dem spezifischen elektrischen Betonwiderstand ist weniger ausgeprägt als bei der Serie 2007 (**Abb. 78**). Der Einfluss der Zementart ist offensichtlich.
- Die Abhängigkeit der Abtragsrate vom Potenzial ist ähnlich wie jene bei der Serie 2007 (**Abb. 79, Abb. 80**).

**Tab. 40** Mittelwert des spez. elektrischen Betonwiderstandes in der Ebene der Bewehrung. BS: Betonstahl; NiRo: nichtrostender Stahl

Prüfkörper	Überdeckung Betonstahl (BS), mm	Spez. elektrischer Widerstand, $\Omega\text{m}$		Verhältnis BS/NiRo
		Betonstahl (BS) $d_{\text{Ü}}$ variabel	NiRo-Stahl. $d_{\text{Ü}} = 20$ mm	
W-Z1-1	10	1'272	622	2.0
	20	611	572	1.1
	30	471	900	0.5
W-Z1-2	10	2'915	489	6.0
	20	617	372	1.7
	30	447	445	1.0
W-Z1-3	10	978	400	2.4
	20	495	322	1.5
	30	519	378	1.4
W-Z2-1	10	9'137	2'367	3.9
	20	3'207	2'001	1.6
	30	2'355	2'112	1.1
W-Z2-2	10	7'219	2'067	3.5
	20	3'468	1'801	1.9
	30	2'560	2'023	1.3

**Tab. 40** Mittelwert des spez. elektrischen Betonwiderstandes in der Ebene der Bewehrung. BS: Betonstahl; NiRo: nichtrostender Stahl

W-Z2-3	10	6'476	1'923	3.4
	20	2'534	1'917	1.3
	30	2'319	2'234	1.0
W-Z3-1	10	636	156	4.1
	20	283	144	2.0
	30	217	178	1.2
W-Z4-1	10	2'602	367	7.1
	20	378	328	1.2
	30	350	489	0.7
Mittelwert	10			4.0
	20			1.5
	30			1.0



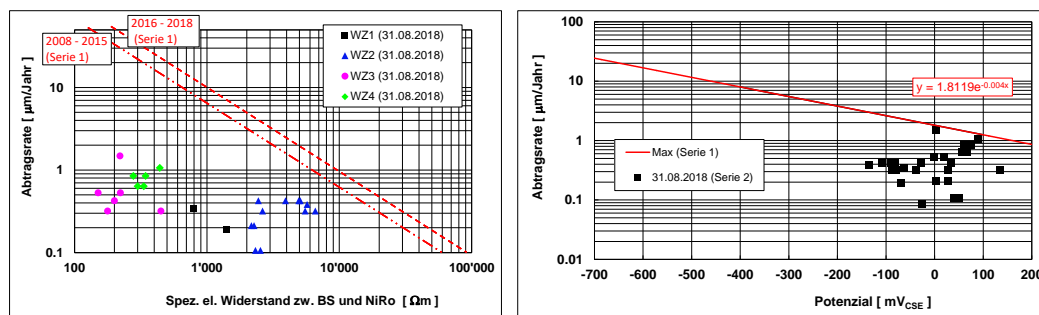
**Abb. 107** Korrelation zwischen dem elektrischen Widerstand der beiden Seiten der Prüfkörper Serie 2016. BS: Betonstahl; NiRo: Nichtrostender Stahl 1.4571.

**Tab. 41** Spezifischer elektrischer Betonwiderstand (in Querrichtung), Korrosionspotenzial und Abtragsrate ME-I in Abhängigkeit von der Überdeckung (Mittelwerte). BS: Betonstahl; NiRo: nichtrostender Stahl

Prüfkörper	Überdeckung, mm	Spez. el. Widerstand, Ωm	Potenzial, mV <sub>CSE</sub>		Abtragsrate, µm/Jahr
			BS	NiRo	
W-Z1-1	10	1'102	-66	137	0.27
	20	559	43	117	-0.16
	30	516	68	112	-0.15
W-Z1-2	10	1'510	-1	80	0.01
	20	452	74	97	-0.99
	30	435	53	36	-0.95
W Z1-3-	10	700	40	36	-0.80
	20	341	29	38	-1.27
	30	435	29	42	-1.17

**Tab. 41** Spezifischer elektrischer Betonwiderstand (in Querrichtung), Korrosionspotenzial und Abtragsrate ME-I in Abhängigkeit von der Überdeckung (Mittelwerte). BS: Betonstahl; NiRo: nichtrostender Stahl

W-Z2-1	10	6'149	-108	55	0.35
	20	2'293	1	49	0.28
	30	2'273	107	39	-0.27
W-Z2-2	10	5'005	-99	104	0.42
	20	2'430	57	51	0.06
	30	2'197	139	59	-0.37
W-Z2-3	10	4'718	-85	45	0.37
	20	2'056	101	50	-0.14
	30	2'047	136	54	-0.27
W-Z3-1	10	423	-26	27	0.15
	20	200	27	0	0.42
	30	186	1	13	1.01
W-Z4-1	10	1'630	-53	131	-0.64
	20	326	62	133	0.71
	30	359	82	110	0.95



**Abb. 108** Abtragsrate ME-I in Abhängigkeit vom spez. elektrischen Betonwiderstand (links) und vom Potenzial (rechts). Eingetragen sind auch die oberen Begrenzungslinien aus **Abb. 78** und **Abb. 79**.

## 7.4 Kontinuierlichen Messungen im Klimaschrank

Die **Abb. 109** zeigt beispielhaft die Abtragsraten ME-IIa der Stahlstäbe bei den Prüfkörpern W-Z1 (CEM II/B-M (T-LL),  $w/z=0.60$ ) und W-Z3-1 (CEM I,  $w/z=0.55$ ) im Klimaschrank (Temperatur ca. 20 °C). Mit der Beaufschlagung mit Wasser (Oberfläche mit einem 3 mm hohen Wasserfilm bedeckt) nehmen die Abtragsraten ME sprunghaft zu. Die **Abb. 109** zeigt, dass mit dem Eintrag von Wasser auch Stahlstäbe verstärkt korrodieren können, die vorher eher kleine Abtragsraten gezeigt haben (z.B. Stabe 2 beim PK W-Z1-1 mit 10 mm Überdeckung). Der **Anhang IV** enthält die Abbildungen aller Prüfkörper.

Die Abtragsraten ME-IIa bei den verschiedenen relativen Luftfeuchtigkeiten wurden als Mittelwerte aus den Einzelwerten der jeweils letzten 24 Stunden vor der nächsten Änderung berechnet. Als Abtragsraten nach der Beaufschlagung mit Wasser wurden die Maximalwerte innerhalb der nachfolgenden drei Tagen verwendet. Die jeweiligen Maximalwerte der einzelnen Prüfkörper sind in **Tab. 42** zusammengestellt und in **Abb. 110** dargestellt. Im **Anhang IV** sind alle Ergebnisse enthalten.

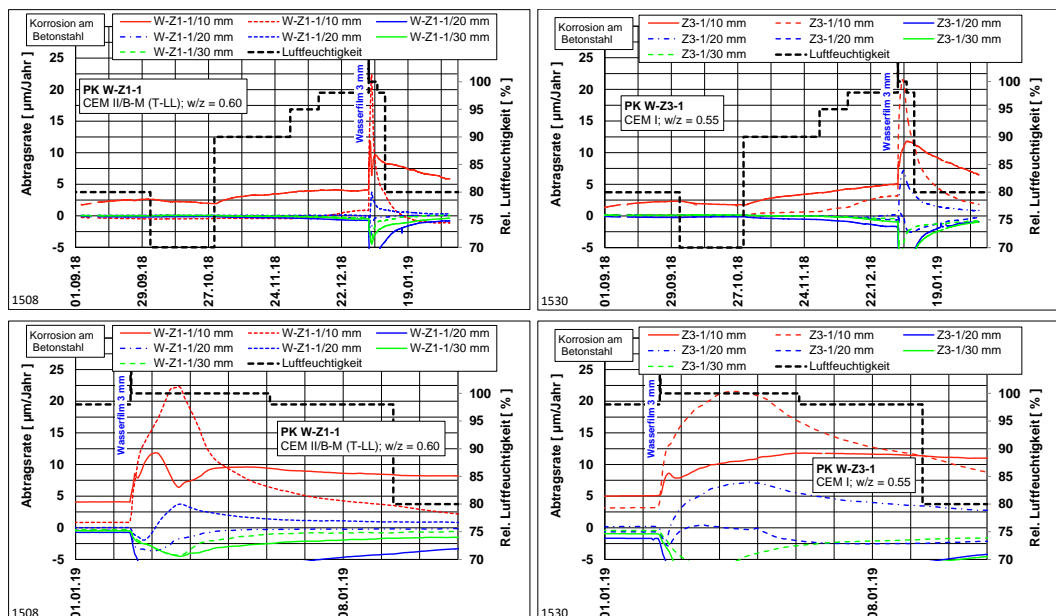
Die in **Abb. 110** gezeigten Ergebnisse der Serie 2016 sind im Vergleich zu jenen der Serie 2007 (**Abb. 72**) tendenziell höher, was teilweise auf die höheren  $w/z$ -Werte der Betone und

teilweise auf das stärkere Makroelement zurückzuführen ist. Auch hier zeigt sich der mit dem Wassereintrag verbundene sehr starke Anstieg der Abtragsraten. Abgesehen vom CEM II/B-Beton liegen die Werte der Betone mit einem  $w/z$ -Wert von 0.60 und jenem mit dem CEM II/B-LL deutlich über den übrigen Betonen.

Bei einer relativen Luftfeuchtigkeit von 80% liegt die mittlere Abtragsrate ME-IIa aller Prüfkörper bei  $1.5 \mu\text{m}/\text{Jahr}$ . Bei 98% relativer Luftfeuchtigkeit liegt der Mittelwert bei  $4.3 \mu\text{m}/\text{Jahr}$ . Der Variationskoeffizient liegt zwischen 40 und 80%, im Mittel bei etwa 70%.

Die Abtragsrate ME-IIa nimmt bei der Erhöhung der relativen Luftfeuchtigkeit von 70 auf 90% im Mittel um den Faktor 3 zu, bei der Erhöhung von 90 auf 98% um den Faktor 1.9, bei der Erhöhung von 98% auf 100% (Wasser) um den Faktor 4.9 zu.

Die **Abb. 110** enthält auch die Mittelwerte der Eigenkorrosionsraten von [Stefanoni 2018b] für die Zemente CEM I und CEM II/B-M (T-LL) sowie jene von [Andrade 1991] für verschiedene Betone. Die Werte von [Stefanoni 2018b] sind deutlich tiefer als die ME-IIa-Werte der Serie 2016. Die Werte von [Andrade 1991] liegen im Bereich der eigenen Werte, die Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchtigkeit ist aber steiler. Das Maximum bei  $RL = 98\%$  konnte in den eigenen Untersuchungen – wie schon bei der Serie 2007 (**Abb. 72**) – nicht beobachtet werden.



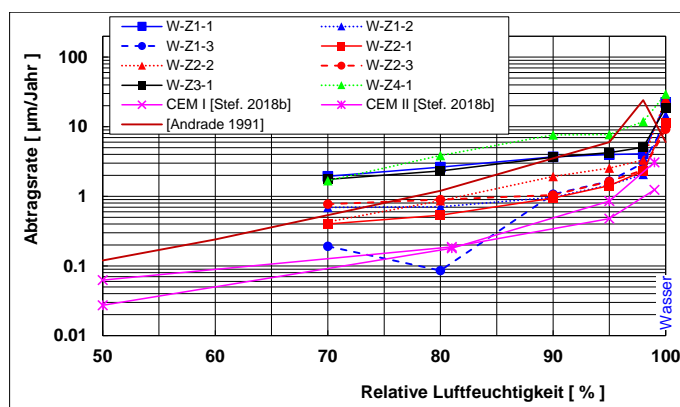
**Abb. 109** Verlauf der Abtragsrate ME-IIa der Prüfkörper W-Z1 (CEM II/B-M (T-LL),  $w/z=0.60$ ) und W-Z3-1 (CEM I,  $w/z=0.55$ ) im Klimaschrank (oben) und Auschnitt mit einigen Tagen nach der Wasserbeaufschlagung (unten). Temperatur ca.  $20^\circ\text{C}$ .

**Tab. 42** Abtragsraten ME-IIa der Prüfkörper der Serie 2016 im Klimaschrank (Temperatur: 20 °C).

Rel. Luftfeuchtigkeit	Abtragsraten ME-IIa, µm/Jahr									Var.koeff. %
	W-Z1-1	W-Z1-2	W-Z1-3	W-Z2-1	W-Z2-2	W-Z2-3	W-Z3-1	W-Z4-1	Mittelwert	
70%	1.9	0.7	0.2	0.4	0.4	0.8	1.8	1.7	1.0	66
80%	2.6	0.7	0.1	0.5	0.9	0.9	2.3	3.9	1.5	82
90%	3.7	1.0	1.1	0.9	1.9	1.0	3.6	7.6	2.6	84
95%	4.0	1.5	1.6	1.4	2.5	1.6	4.2	7.7	3.1	67
98%	4.1	2.1	3.0	2.3	3.3	2.4	5.1	11.9	4.3	71
100% (Wasser)	22.3	14.6	11.3	11.1	25.4	9.2	18.7	29.5	17.8	39
Mittelwert										68

RL-Bereich	Anstieg um den Faktor									Mittelwert	Var.koeff. %
70→90%	1.9	1.4	5.6	2.4	4.5	1.4	2.1	4.5	3.0	52	
90→98%	1.1	2.1	2.8	2.4	1.7	2.3	1.4	1.6	1.9	28	
70→100% (Wasser)	11.5	20.9	59.3	27.8	59.2	12.0	10.6	17.6	27.4	70	
80→100% (Wasser)	8.5	20.6	131.9	20.8	29.5	10.3	8.0	7.6	29.7	133	
98→100% (Wasser)	5.5	7.1	3.8	4.8	7.7	3.9	3.7	2.5	4.9	34	

**Abb. 110** Abtragsraten ME-IIa bei den Prüfkörpern der Serie 2016 in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchtigkeit. RL 100% = Wasserfilm auf der Oberfläche. Zum Vergleich sind auch die Mittelwerte für die Zemente CEM I und CEM II (=CEM II/B-M (T-LL) von [Stefanoni 2018b]) und jene von [Andrade 1991] für verschiedene Betone eingetragen.

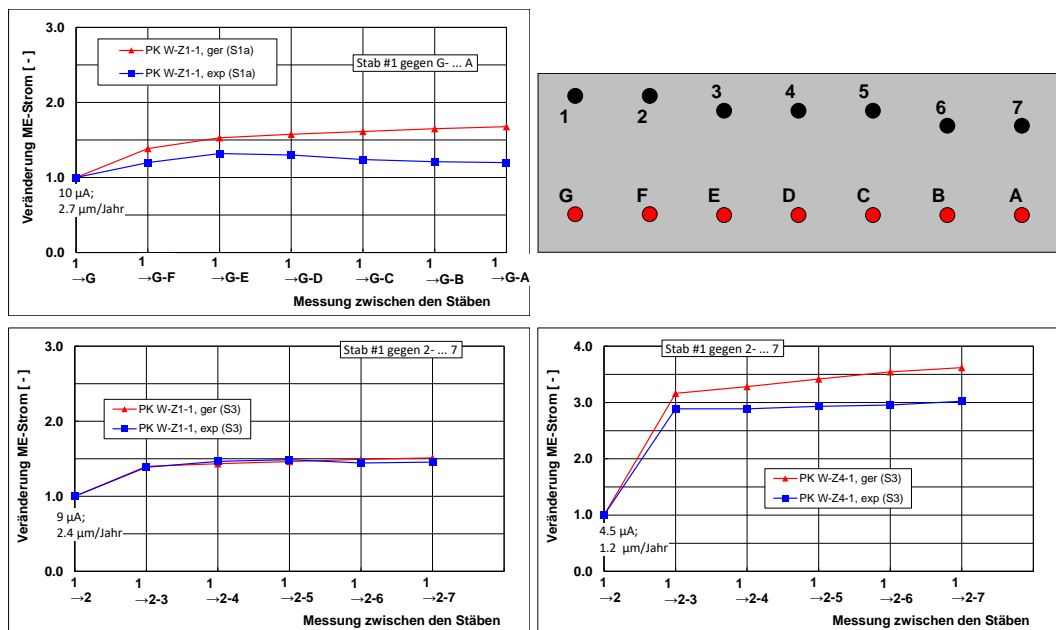
## 7.5 Ergänzende Messungen zur Wirkung von Makroelementen

Im Anschluss an die Messungen in der Klimakammer wurden an einzelnen Prüfkörpern diverse Messungen durchgeführt, um die Wirkung des Makroelementes bei verschiedenen Konfigurationen zu studieren. Dabei wurden zunächst die Spannungsdifferenz und der elektrische Betonwiderstand, danach der Stromfluss in den ersten Sekunden nach dem Kurzschluss gemessen. Aus der Spannungsdifferenz und dem elektrischen Betonwiderstand wurde der theoretische Stromfluss berechnet. Die gemessenen Ströme sind gleich oder kleiner als die berechneten Werte.

In **Abb. 111** (oben links) ist der Stromfluss zwischen dem Stab 1 und den kathodisch wirkenden Stäben auf der gegenüber liegenden Seite gezeigt. Der Strom zwischen Stab 1 und Stab G wird als Referenz verwendet. Es ist ersichtlich, dass beim Prüfkörper W-Z1-1 der gemessene Strom beim Stab 1 um maximal 30% zunimmt, wenn die Stäbe F bis A zugeschaltet werden. Dieses Ergebnis zeigt, dass die Zunahme weit unter dem Wert aus der Flächenregel liegt (Gleichung 10a). Ein ähnliches Ergebnis wurde beim gleichen Prüfkörper auch bei der Messung zwischen Stab 1 und Stab 2 bis 7 gefunden (**Abb. 111**, unten links). Bei Prüfkörper W Z4-1 ist der Anstieg bei der Messung zwischen Stab 1 und 2+3 demgegenüber viel grösser. Für diesen Anstieg ist nicht die Fläche massgebend, sondern die Spannungsdifferenz zwischen Stab 2 und 3.

Insgesamt kann aus den Ergebnissen gefolgert werden, dass die Wirkung von Makroelementen im karbonatisierten Beton vorab von der Spannungsdifferenz und dem elektrischen Betonwiderstand bestimmt wird und weniger vom Flächenverhältnis Kathode/Anode. Aus diesem Grunde sind die gemessenen Abtragsraten bei der Serie 2016 grösser als bei der Serie 2007 (stärkere Kathode, Betonwiderstand zwischen den Stäben in Querrichtung kleiner, da noch nicht ausgetrocknet).

In einem weiteren Projekt könnten diese Art von Messungen vertieft werden.



**Abb. 111** Veränderung des aus der Spannungsdifferenz und dem elektrischen Betonwiderstand gerechneten (ger) und des gemessenen (exp) Makroelement-Stromes mit der Konfiguration der Messung bei den Prüfkörpern W-Z1-1 und W-Z4-1. Oben rechts ist der Prüfkörper schematisch dargestellt (Details siehe **Abb. 24**).

## 7.6 Zusammenfassung

Als Ergänzung zu den alten Prüfkörpern Serie 2007 standen mit der Serie 2016 neue Prüfkörper mit anderen Zementen und variablen w/z-Werten zur Verfügung.

Insgesamt sind die Ergebnisse der Prüfkörper Serie 2016 in Übereinstimmung mit jenen der Serie 2007. Sie bestätigen insbesondere die bei unbewitterter Exposition kleinen Abtragsraten ME-I und ME-IIa. Die im Sommer 2018 festgestellten Werte im Stevenson-Screen lagen deutlich unter  $2 \mu\text{m}/\text{Jahr}$ .

Die anfänglich hohen Abtragsraten ME-IIa und insbesondere die im Winter erhöhten Werte sind auf die noch starke Wirkung der nichtrostenden Bewehrung im noch feuchten Beton



(diese Seite der Prüfkörper war während der Vorkarbonatisierung abgedeckt) zurückzuführen. Die Wirkung der nichtrostenden Bewehrung als Kathode nimmt mit dem Austrocknen des Betons ab (Anstieg des elektrischen Betonwiderstandes).

Bei der Korrelation zwischen der Abtragsrate und dem elektrischen Betonwiderstand konnte ein sehr deutlicher Einfluss der Zementart beobachtet werden. Auch hier zeigte sich, dass die Betone mit dem CEM III/B erheblich rascher austrocknen als alle anderen Betone.

Die Ergebnisse der Messungen im Klimaschrank mit variabler relativer Luftfeuchtigkeit ergaben höhere Abtragsraten ME-IIa als im Stevenson-Screen. Dies ist einerseits auf die höhere mittlere Temperatur und andererseits auf die konstante relative Luftfeuchtigkeit zurückzuführen. Die gemessenen Abtragsraten ME-IIa bei der Serie 2016 sind grösser als bei der Serie 2007 (stärkere Kathode, tieferer Betonwiderstand, da Beton feuchter). Weiter spielt hier die Tatsache eine Rolle, dass die anfängliche Korrosion der noch jungen Prüfkörper höher ist als später, da die laufend entstehenden Korrosionsprodukte den Korrosionsprozess mit der Zeit verlangsamen.

Die aus den Makroelementströmen ermittelten Abtragsraten ME-IIa sind deutlich höher als die von [Stefanoni 2018b] bei den Zementen CEM I und CEM II/B-M (T-LL) gemessenen Eigenkorrosionsraten E. Die Werte von [Andrade 1991] für verschiedene Betone sind in einem ähnlichen Bereich. Das von [Andrade 1991] gemessene Maximum bei RL = 98% konnte allerdings in den eigenen Untersuchungen nicht beobachtet werden.

Die ergänzenden Untersuchungen zur Wirkung von Makroelementen im karbonatisierten Beton ergaben, dass die Spannungsdifferenz und der elektrische Betonwiderstand wichtiger sind als das Flächenverhältnis Kathode/Anode. Aus diesem Grunde sind die gemessenen Abtragsraten ME-IIa bei der Serie 2016 grösser als bei der Serie 2007.

Kein Prüfkörper der Serie 2016 wurde zerstört, da davon keine Mehrinformation erwartet werden konnte. Vielmehr sollen sie für weitere Untersuchungen genutzt werden (siehe **Kapitel 8**).



## 8 Erkenntnisse und Folgerungen

Im Rahmen dieses Forschungsprojektes wurden drei für die Korrosion der Bewehrung im karbonatisierten Beton wichtigen Einflüsse untersucht:

- CO<sub>2</sub>-Gehalt der Luft in der Schweiz (drei Auslagerungsorte und zwei Strassentunnels)
- Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit auf die Karbonatisierungsgeschwindigkeit bzw. auf den Karbonatisierungskoeffizienten und auf den zeitlichen Verlauf der Karbonatisierung unter unbewitterten Expositionsbedingungen bei unterschiedlichen Betonen
- Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit auf die Korrosionsgeschwindigkeit der Bewehrung in unterschiedlichen Betonen.

Nachfolgend sind die wichtigsten Erkenntnisse und Folgerungen aus den Untersuchungen zusammengefasst werden. In den **Kapiteln 4.3, 5.9, 6.9** und **7.6** sind weitere Aspekte aufgeführt.

Aus den Messungen des CO<sub>2</sub>-Gehaltes können folgende wichtige Schlüsse gezogen werden:

- a) Der mittlere CO<sub>2</sub>-Gehalt liegt an mehreren Messorten im schweizerischen Mittelland und im Wallis höher als der bei der Prüfung des Karbonatisierungswiderstandes gemäss SIA 262/1 [SIA 2013a] verwendete Referenzwert von 400 ppm. Eine Anpassung der Norm auf 450 ppm sollte geprüft werden.
- b) Die mittleren CO<sub>2</sub>-Gehalte in den untersuchten Strassentunnels liegen mit Werten von 600 ppm (Belchen) bis 1'200 (Gotthard) weit über dem genannten Referenzwert. Die dadurch bedingte Beschleunigung der Karbonatisierung liegt bei +20 bzw. +70%.
- c) Handlungsbedarf: Eine rasche Anpassung der Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand von Betonen für Strassentunnels ist angezeigt. Ggf. sind objektspezifische Vorgaben zu bevorzugen, da die Gehalte sehr unterschiedlich sein können und von mehreren Faktoren abhängen (z.B. Länge des Tunnels, Belüftungssystem, mit/ohne Gegenverkehr, Höhenlage, Zusammensetzung des Verkehrs). Die gleichen Faktoren beeinflussen auch die relative Luftfeuchtigkeit wie auch die Häufigkeit und Intensität der Benetzung der Betonoberflächen und damit das Korrosionsrisiko. Dies kann über die Länge eines Tunnels erheblich variieren. So kann es sein, dass bei sehr langen Strassentunnels (z.B. Gotthardstrassentunnel) die Karbonatisierungsgeschwindigkeit hoch, das Korrosionsrisiko in gewissen Abschnitten wegen der andauernd tiefen Luft- bzw. Betonfeuchtigkeit aber trotzdem sehr gering ist.
- d) Forschungsbedarf: Die Kenntnisse der CO<sub>2</sub>-Gehalte in städtischer Umgebung und in Strassentunnels sind lückenhaft. Eine breitere Datenbasis (inkl. Temperatur und rel. Luftfeuchtigkeit) sowie zum möglichen Korrosionsabtrag wäre sehr nützlich.

Die Untersuchungen zur Karbonatisierung von verschiedenen Betonen führten zu den folgenden wichtigen Erkenntnissen und Folgerungen:

- a) Der zeitliche Verlauf der Karbonatisierung kann bei höheren Luftfechtigkeiten nicht mehr mit dem  $\sqrt{t}$ -Gesetz beschrieben werden. Mit zunehmender relativen Luftfeuchtigkeit wird der Zeitexponenten  $b$  kleiner. Die Abweichung vom  $\sqrt{t}$ -Gesetz kann mit einem zeitabhängigen Karbonatisierungskoeffizienten beschrieben und der Wert nach 1 Jahr als Kennwert für einen bestimmten Beton verwendet werden.
- b) Der Karbonatisierungskoeffizient nimmt bei den Laborversuchen (57, 80 und 90% RL) mit zunehmender rel. Luftfeuchtigkeit deutlich ab. In der unbewitterten Auslagerung der Betone in den Stevenson-Screens in Wildegg, Horw und Visp ist dies weniger gut erkennbar (Jahresmittelwerte der rel. Luftfeuchtigkeit liegen zwischen 64 und 78%). Der bisherige Zeitexponent  $b$  von 0.40 kann für das Mittelland belassen werden, für das trockene Klima im Wallis (gilt auch für das Tessin und das Engadin) müsste er auf 0.45 erhöht werden. Um die Vorgaben so einfach wie möglich zu gestalten, wird auf eine Differenzierung zwischen Betonen mit verschiedenen Zementarten und w/z-Werten verzichtet.

- c) Die in der Laborprüfung ermittelten Karbonatisierungskoeffizienten stimmen gut mit den Werten nach der 3-jährigen Auslagerung in Wildegg und Horw überein. Die entsprechenden Werte für Visp werden deutlich unterschätzt. Der Wert für  $r_K$  in Gleichung 1b sollte demnach für Wildegg und Horw mit 1.0, jener für das Wallis mit 1.25 angesetzt werden. Für die deutliche höhere Karbonatisierungsgeschwindigkeit im Wallis kommen zwei verschiedene Ursachen in Frage:
- Der Korrekturfaktor  $c$  in Gleichung 2 wurde basierend auf den Ergebnissen in Wildegg bestimmt und ist daher für trockenere Klimatas nicht gültig.
  - Die maximale Karbonatisierungsgeschwindigkeit wird mit der Laborprüfung bei der relativen Luftfeuchtigkeit von 57% nicht abgebildet. Das Maximum könnte tiefer oder auch höher liegen.
- d) Die gewählten Auslagerungsorte können als repräsentativ für das eher feuchte Mittellandklima und das eher trockene Klima im Wallis, Tessin und Engadin betrachtet werden.
- e) Die beschleunigte Karbonatisierung mit einem  $\text{CO}_2$ -Gehalt von 4% kann für die Untersuchung der Wirkung von erhöhten relativen Luftfeuchtigkeiten eingesetzt werden. Damit könnten realitätsnahe und ortsabhängige Grenzwerte ermittelt werden.
- f) Die Nachrechnung mit dem Modell von Gehlen [Gehlen 2000] zeigt, dass es für trockene Verhältnisse besser geeignet ist als für die Verhältnisse, wie sie im Schweizerischen Mittelland häufig sind. Die Karbonatisierungsgeschwindigkeit für feuchte Verhältnisse wird stark überschätzt und führt zu unnötig hohen Anforderungen.
- g) Handlungsbedarf: Die Modellierung der Karbonatisierung, wie sie in den revidierten Eurocode einfließen könnte, muss an die neuen Erkenntnisse angepasst werden, bevor damit Normvorgaben generiert werden.
- h) Forschungsbedarf besteht bei den folgenden Themen:
- An einigen repräsentativen Betonen sollte die Abhängigkeit der Karbonatisierungsgeschwindigkeit von der relativen Luftfeuchtigkeit detaillierter untersucht werden, um den Bereich der maximalen Geschwindigkeit zu kennen.
  - Zeitexponent  $b$  unter bewitterten Expositionsbedingungen.
  - Verbesserung der Modellierung der Karbonatisierung basierend auf den neuen Ergebnissen und Erkenntnissen. So könnte die Abhängigkeit des Zeitexponenten  $b$  direkt in das Modell aufgenommen werden, ohne dass beim Witterungsterm die Schlagregenwahrscheinlichkeit ermittelt und berücksichtigt werden müsste (siehe auch die Anmerkungen im **Kapitel 2.1.2**).

Die sehr umfangreichen Untersuchungen zur Korrosionsgeschwindigkeit führten zu folgenden neuen wichtigen Erkenntnissen und Folgerungen:

- a) Unter unbewitterten Expositionsbedingungen (Expositionsklasse XC3, Stevenson-Screen) trocknen die Betone mehr oder weniger rasch aus. Dadurch steigen die elektrischen Betonwiderstände an und die Abtragsrate wegen der Makroelementkorrosion sinkt. Sie liegt unter diesen Bedingungen bei tiefen Werten ( $0 - 2 \mu\text{m}/\text{Jahr}$ ). Ähnliche Werte weisen die gemessenen Eigenkorrosionsraten auf.

Die bei der Serie 2016 im Klimaschrank gemessenen Abtragsraten ME-IIa sind höher als jene der Serie 2007. Dies ist auf die höhere Spannungsdifferenz (stärkere Kathode) und den tieferen elektrischen Betonwiderstand („junger“, d.h. feuchterer Beton) zurückzuführen. Bei der relativen Luftfeuchtigkeit von 80% beträgt der mittlere Korrosionsabtrag ME-IIa  $1.5 \mu\text{m}/\text{Jahr}$  mit einem Variationskoeffizienten von 82%.

Bei jungen Betonen (Prüfkörpern) können die Abtragsrate ME und E grösser sein als bei älteren Betonen (abhängig u.a. von den Abmessungen der Prüfkörper). Entscheidend hierfür ist die Betonfeuchtigkeit bzw. der elektrische Betonwiderstand. Dies ist bei der Bewertung von Literaturdaten zu beachten.

Die Erfahrungen der Forschungsstelle über die letzten 40 Jahre wie auch die Ergebnisse Dritter (z.B. [Köliö 2016b]) belegen, dass selbst bei alten Bauteilen nur in Ausnahmefällen Abplatzungen auftreten, sofern diese in der Tat immer unbewittert sind und der Beton auch nicht lokal, z.B. an Kanten, Ecken oder in Rissen, durch ablaufendes

Wasser nass wurde. Die Ausnahmen betreffen z.B. Untersichten von sehr alten Brückenplatten mit wenig dichtem Beton und/oder sehr geringer Bewehrungsüberdeckungen (**Abb. 112**).

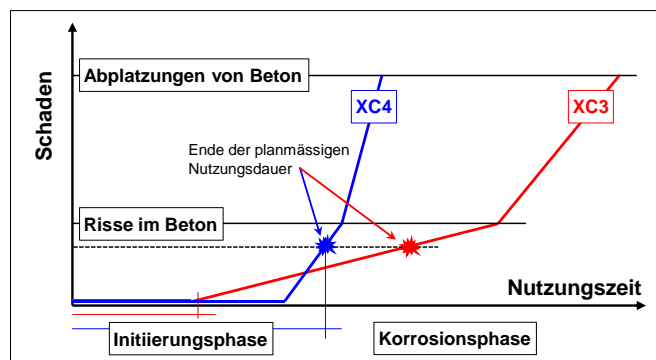
Daraus darf geschlossen werden, dass die Abtragsraten bei der Expositionsklasse XC3 gering sind. Es darf daraus aber nicht der Schluss gezogen werden, dass die planmässige Nutzungsdauer von 50 Jahren auch ohne Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand der Betone oder die Bewehrungsüberdeckung erreicht werden kann. Dies gilt in vermehrtem Masse für eine Nutzungsdauer von 100 Jahren.



**Abb. 112** Abplatzungen an der Untersicht einer 1937 erstellten Brücke. Links: Abplatzungen im Eckbereich der Wetter abgewandten Ostseite der Brücke. Rechts: Abplatzungen im mittleren Teil der Brückenplatte.

Die zu erwartenden geringen Abtragsraten unter unbewitterten Expositionsverhältnissen ermöglichen, die Korrosionszeit, bevor Risse im Beton infolge der Sprengwirkung des Rostes gebildet werden, bei der Festlegung der Anforderungen an der Karbonatisierungswiderstand zu berücksichtigen (**Abb. 113**). Mit der Annahme, dass für die Rissbildung ein Abtrag von 50  $\mu\text{m}$  nötig ist (siehe Ausführungen im **Kap. 2.2**), ergibt eine erste grobe Abschätzung, dass die heutigen Grenzwerte für den Karbonatisierungskoeffizienten um 10 bis 40% angehoben werden könnten (**Tab. 43**). Diese Anpassung sollten aber erst vorgenommen werden, wenn die Ergebnisse der verbesserten Modellierung vorliegen. Dabei könnte auch die von den Prüflabors gewünschte Verlängerung der Nachbehandlung von heute 3 auf neu 7 Tage berücksichtigt werden.

Abschliessend ist darauf hinzuweisen, dass bei der Revision des Eurocode 2 in der Arbeitsgruppe der CEN/TC 250/SC1/WG1/TG10 die Absicht besteht, die Korrosionsphase zu berücksichtigen. Für den kritischen Abtrag werden vermutlich 100  $\mu\text{m}$  eingesetzt.



**Abb. 113** Karbonatisierung und Korrosion unter XC3- und XC4-Bedingungen. Das Ende der planmässigen Nutzungsdauer ist dann erreicht, wenn zwar ein gewisser Korrosionsabtrag stattgefunden hat, dieser aber noch nicht zu Sprengissen im Beton geführt hat.

**Tab. 43** Auswirkung der Berücksichtigung der Korrosionsphase auf die Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand bei der Expositions-klasse XC3 mit einer Überdeckung von 35 mm (erste grobe Abschätzung).

Dauer, Jahre			Faktor der Erhöhung, -	Grenzwert für den Karbonatisierungswiderstand, mm/Jahr <sup>1/2</sup>	
Nutzung	Initiierung	Korrosion		Heute	Neu
50	25	25	1.41	5.0	7.1
50	30	20	1.29	5.0	6.5
100	75	25	1.15	4.0	4.6
100	80	20	1.12	4.0	4.5

- b) Die Abtragsrate (Eigen- und Makroelementkorrosion) bei bewitterten Bedingungen (Expositions-klasse XC4) kann temporär weit über 20 µm/Jahr betragen. Je nach Bewehrungsüberdeckung, Intensität, Häufigkeit und Dauer der Benetzung kann der Abtrag sehr unterschiedlich ausfallen. Die Korrosionsphase ist daher unter solchen Bedingungen eher kurz und sollte für die Festlegung der Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand bis zum Vorliegen weiterer Ergebnisse nicht berücksichtigt werden. Positiv wirkt sich die unter diesen Expositionsbedingungen höhere mittlere Betonfeuchtigkeit auf den Karbonatisierungsverlauf aus. Der Zeitexponent b kann deutlich tiefer sein als bei den unbewitterten Verhältnissen.
- c) Die Vorkarbonatisierung der Prüfkörper unter beschleunigten Bedingungen führte nicht zu einem anderen Korrosionsverhalten des Betonstahls im Vergleich zu jenen Prüfkörpern, die unter normalen CO<sub>2</sub>-Gehalten karbonatisieren konnten. Die teilweise kleineren Abtragsraten sind durch die höheren elektrischen Betonwiderstände verursacht.
- d) Handlungsbedarf:
- In der Definition des planmässigen Nutzungsendes sollte die Korrosionsphase berücksichtigt werden. Damit können bei der unbewitterten Exposition die Anforderungen an Karbonatisierungswiderstand von Betonen reduziert werden.
- 3) Forschungsbedarf:
- Vergleich der Eigenkorrosionsraten mit der Korrosionsraten bei verschiedenen Konfigurationen des Makroelementes und Expositionsbedingungen.
  - Veränderungen des Feuchtigkeitsprofils von verschiedenen Betonen vor und nach einem Regenfall bei bewitterten Verhältnissen (XC4) und deren Auswirkungen auf die Korrosionsgeschwindigkeit.
  - Kritischer Abtrag für Rissbildung (Einfluss der Überdeckung, Betoneigenschaften Korrosionsgeschwindigkeit).

Die ursprünglich geplante Zerstörung aller Prüfkörper und der zugehörigen Nachuntersuchungen wurde nach der abschliessenden Untersuchung an sechs der zehn alten Prüfkörper Serie 2007 als nicht notwendig bzw. wenig nutzbringend erachtet. Ein grösserer Nutzen kann erzeugt werden, wenn diese für weitere Forschungsarbeiten zur Verfügung stehen.

Die restlichen Prüfkörper könnten z.B. genutzt werden, um den für die Rissbildung nötigen Korrosionsangriff zu quantifizieren. Diese Grösse wird eine grössere Bedeutung erlangen, da bei der Dauerhaftigkeitsbemessungen im revidierten EC2 das Ende der Nutzungsdauer evtl. neu definiert wird. Bisher war das planmässige Nutzungsende dann erreicht, wenn die Karbonatisierung die Ebene der Bewehrung erreicht hat. Mit dieser veralteten Definition geht die potentielle Nutzungszeit, während der die Bewehrung ohne nachteilige Folgen für die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit (inkl. Erscheinungsbild) korrodieren kann (siehe **Abb. 113**), verloren. Dies verteuert die Betonbauweise auf eine unnötige Art.

Weiterhin könnte die Prüfkörper genutzt werden, um den Einfluss der Karbonatisierung auf den kritischen Chloridgehalt für die Initiierung der Bewehrungskorrosion zu untersuchen.

## Anhänge

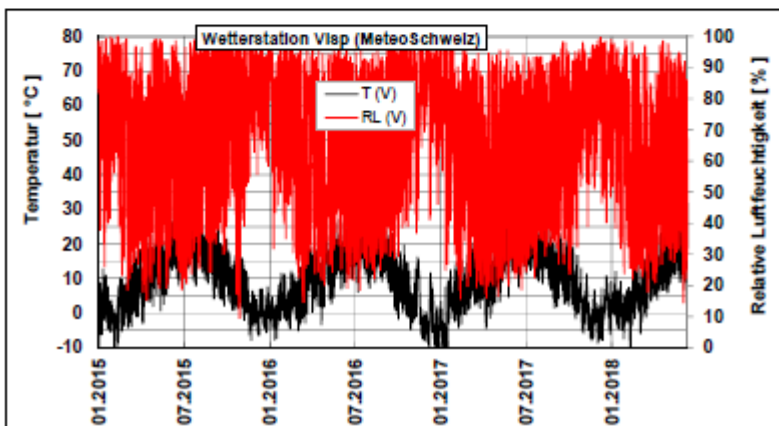
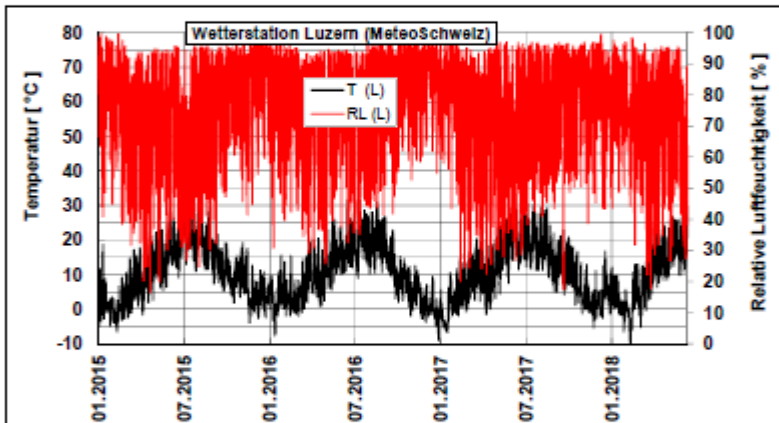
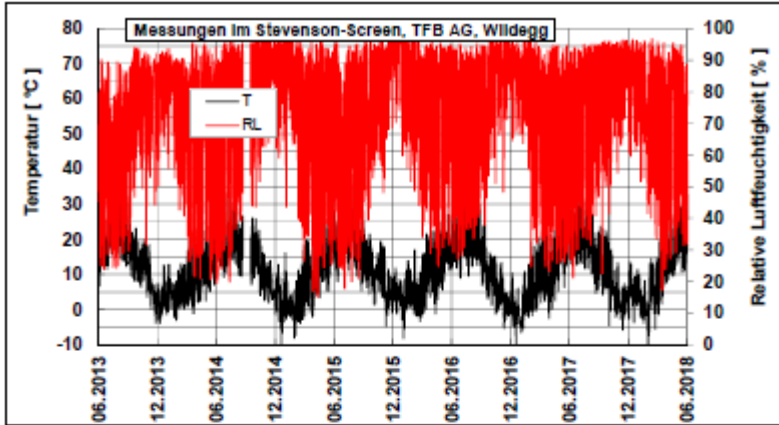
<b>I</b>	<b>Temperatur, rel. Luftfeuchtigkeit und CO<sub>2</sub></b> .....	<b>125</b>
I.1	Temperatur und Luftfeuchtigkeit in Wildegg, Luzern (Horw) und Visp .....	125
I.2	Temperatur und Luftfeuchtigkeit in den Strassentunnels Belchen und Gotthard .....	126
I.3	CO <sub>2</sub> -Gehalt weiterer Stationen (CarboCount CH) .....	127
<b>II</b>	<b>Ergebnisse der Karbonatisierungsprüfungen</b> .....	<b>128</b>
II.1	Schnellkarbonatisierung bei 4% CO <sub>2</sub> und 57% RL (Normprüfung) .....	128
II.2	Schnellkarbonatisierung bei 4% CO <sub>2</sub> und 80% RL .....	128
II.3	Schnellkarbonatisierung bei 4% CO <sub>2</sub> und 90% RL .....	129
II.4	Schnellkarbonatisierung bei 0.4% CO <sub>2</sub> und 80% RL .....	130
II.5	Schnellkarbonatisierung bei 0.4% CO <sub>2</sub> und 90% RL .....	130
II.6	Schnellkarbonatisierung der Betone der bewehrten Prüfkörper (Serie 2016) bei 4% CO <sub>2</sub> und 57% RL.....	131
II.7	Schnellkarbonatisierung der Betone der bewehrten Prüfkörper (Serie 2016-W) bei 4% CO <sub>2</sub> und 57% RL.....	131
II.8	Karbonatisierung unter natürlichen Bedingungen in Wildegg.....	132
II.9	Karbonatisierung unter natürlichen Bedingungen in Horw .....	133
II.10	Karbonatisierung unter natürlichen Bedingungen in Visp.....	134
II.11	Karbonatisierung der Betone der bewehrten Prüfkörper Serie 2007 unter natürlichen Bedingungen .....	135
<b>III</b>	<b>Ergebnisse der Messungen an den Prüfkörpern Serie 2007</b> .....	<b>136</b>
III.1	Handmessungen an den Prüfkörpern .....	136
III.1.1	Elektrischer Widerstand in Querrichtung zw. BS und Top12 .....	136
III.1.2	Korrosionspotenzial.....	138
III.1.3	Abtragsrate ME-I im Stevenson-Screen .....	140
III.2	Kontinuierliche Messungen an den Prüfkörpern .....	143
III.2.1	Abtragsrate ME IIa im Stevenson-Screen.....	143
III.2.2	Abtragsrate ME-IIa im Klimaschrank (ganze Periode).....	145
III.2.3	Abtragsrate ME-IIa im Klimaschrank nach Beaufschlagung mit Wasser .....	147
III.3	Vergleich Abtragsrate aus Makroelement (ME) und Eigenkorrosion (E) .....	149
<b>IV</b>	<b>Ergebnisse der Messungen an den Prüfkörpern Serie 2016</b> .....	<b>157</b>
IV.1	Kontinuierliche Messungen an den Prüfkörpern .....	157
IV.1.1	Abtragsrate ME-IIa im Stevenson-Screen .....	157
IV.1.2	Abtragsrate ME-IIa im Klimaschrank .....	160



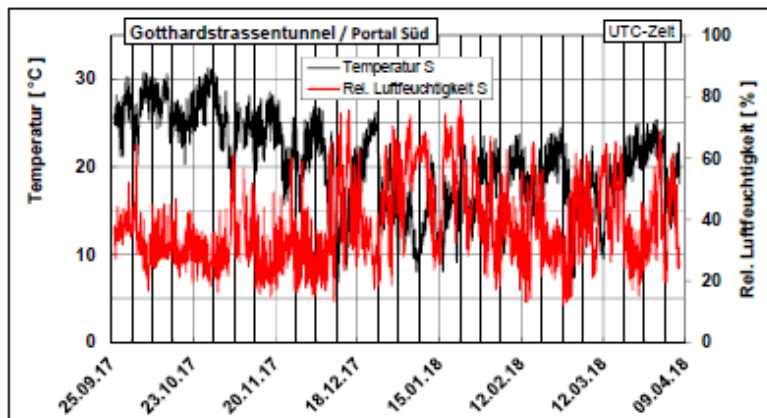
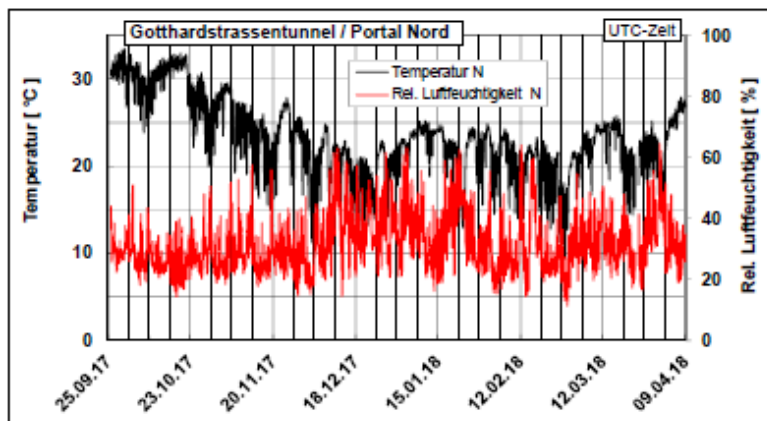
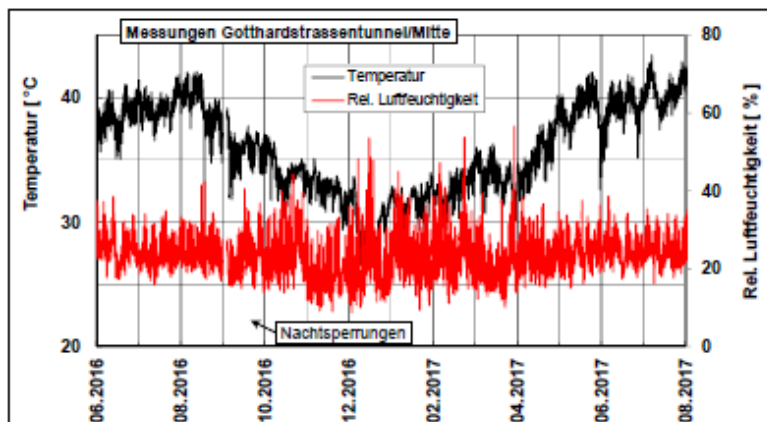
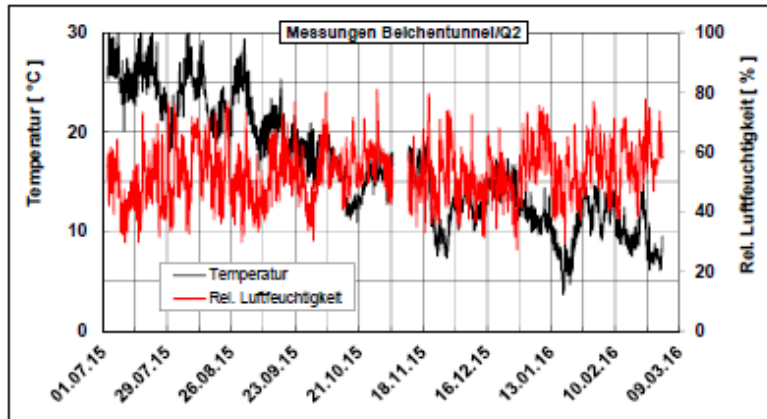


# I Temperatur, rel. Luftfeuchtigkeit und CO<sub>2</sub>

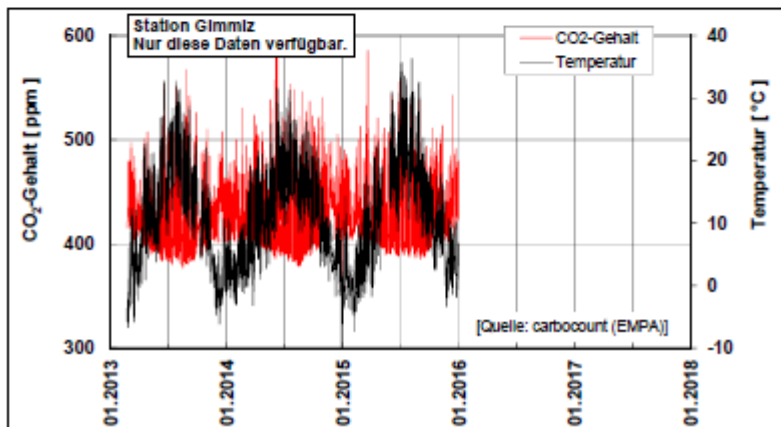
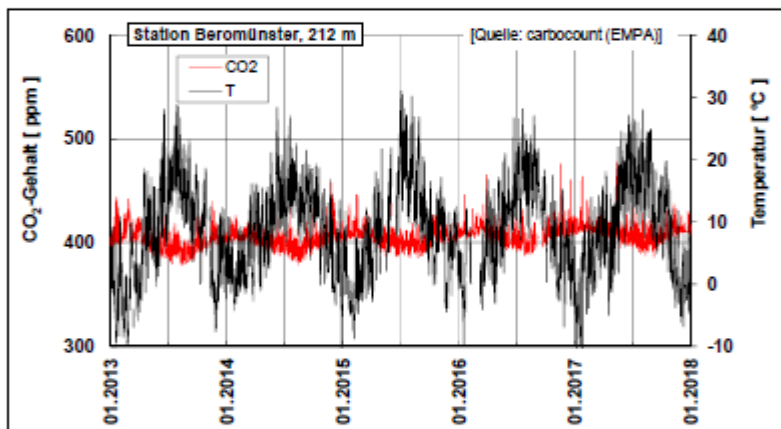
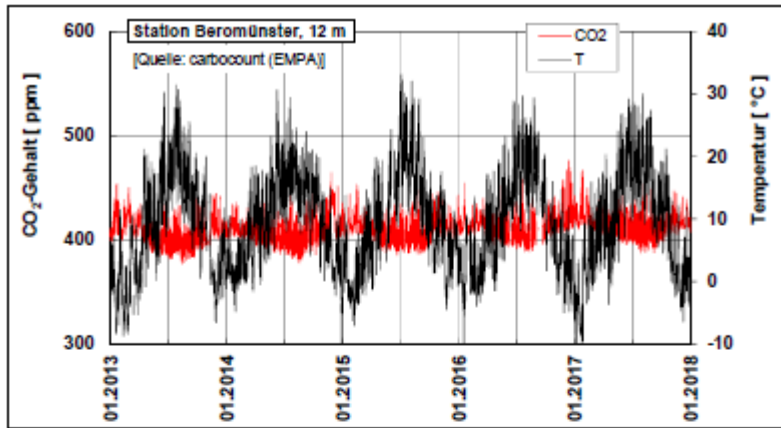
## I.1 Temperatur und Luftfeuchtigkeit in Wildegg, Luzern (Horw) und Visp



## I.2 Temperatur und Luftfeuchtigkeit in den Strassentunnels Belchen und Gotthard



### I.3 CO<sub>2</sub>-Gehalt weiterer Stationen (CarboCount CH)



## II Ergebnisse der Karbonatisierungsprüfungen

### II.1 Schnellkarbonatisierung bei 4% CO<sub>2</sub> und 57% RL (Normprüfung)

**Tab. 1** Karbonisierungstiefe bei der Normprüfung

Prüfzeit, Tage	Karbonisierungstiefe, mm									
	Z1-1	Z1-2	Z1-2/W	Z1-3	Z2-1	Z2-2	Z2-3	Z2-3/W	Z3-1	Z4-1
0	1.0	0.5	0.6	0.1	1.6	0.5	0.9	1.1	0.5	0.8
7	7.8	5.8	5.1	4.8	11.8	8.5	6.9	8.2	4.9	7.2
28	11.8	9.5	9.2	7.7	17.8	13.5	11.5	13.1	8.5	11.0
63	17.0	13.0	10.8	10.8	25.6	18.5	18.8	16.0	10.7	16.5

### II.2 Schnellkarbonatisierung bei 4% CO<sub>2</sub> und 80% RL

**Tab. 2a** Karbonisierungstiefe bei der Schnellkarbonatisierung bei 4% CO<sub>2</sub> und 80% RL

Prüfzeit, Tage	Karbonisierungstiefe, mm		Prüfzeit, Tage	Karbonisierungstiefe, mm		Prüfzeit, Tage	Karbonisierungstiefe, mm	
	Z1-1-80-1	Z1-1-80-2		Z1-2-80-1	Z1-2-80-2		Z1-3-80-1	Z1-3-80-2
0	0.8	0.7	0	0.5	0.5	0	0.0	0.0
14	9.1		14	5.6		14	4.5	
56		13.4	56		8.5	56		6.9
140	18.1	19.8	140	11.1	10	141	8.7	8.7
252	24.9		252	12.8		247	10.2	
406	33.9	33.1	406	14.4	13.7	401	11.7	11.8
637		35.8	637		14.4	632		12.1
987		58.0 <sup>1)</sup>	987		16.5	982		14.0

<sup>1)</sup> Durchkarbonatisiert

**Tab. 2b** Karbonisierungstiefe bei der Schnellkarbonatisierung bei 4% CO<sub>2</sub> und 80% RL

Prüfzeit, Tage	Karbonisierungstiefe, mm		Prüfzeit, Tage	Karbonisierungstiefe, mm		Prüfzeit, Tage	Karbonisierungstiefe, mm	
	Z2-1-80-1	Z2-1-80-2		Z2-2-80-1	Z2-2-80-2		Z2-3-80-1	Z2-3-80-2
0	1.2	1.4	0	0.6	0.4	0	1.0	0.8
14	12.6		14	7.6		14	5.8	
56		18.4	56		12.2	56		8.9
141	19.6	19.3	141	11.9	13.7	140	8.9	9.9
247	28.0		247	16.4		233	11.7	
401	29.2	34.2	401	17.9	19.3	387	12.5	14.2
632		41	632		21.2	618		13.1
982		60 <sup>1)</sup>	982		24.8	968		15.7

<sup>1)</sup> Durchkarbonatisiert

**Tab. 2c** Karbonatisierungstiefe bei der Schnellkarbonatisierung bei 4% CO<sub>2</sub> und 80% RL

Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm		Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm	
	Z3-1-80-1	Z3-1-80-2		Z4-1-80-1	Z4-1-80-2
0	0.4	0.6	0	0.9	0.9
14	4.6		14	7.9	
56		6.0	56		12.7
140	9.3	7.7	140	17.3	17.5
233	11.7		233	21.1	
387	11	10.7	385	26.2	30.7
618		11.2	618		29.9
968		13.1	968		30.2

1) Durchkarbonatisiert

### II.3 Schnellkarbonatisierung bei 4% CO<sub>2</sub> und 90% RL

**Tab. 3a** Karbonatisierungstiefe bei der Schnellkarbonatisierung bei 4% CO<sub>2</sub> und 90% RL

Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm		Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm		Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm	
	Z1-1-90-1	Z1-1-90-2		Z1-2-90-1	Z1-2-90-2		Z1-3-90-1	Z1-3-90-2
0	1.1	0.8	0	0.4	0.7	0	0.1	0.0
14	7.8		14	3.8		21	2.6	
56		10.0	56		4.9	84		3.0
140	13.5	14.3	140	4.6	5	210	2.9	3.5
252	17.3		252	5.5		379	3.5	
384		23.7	384		6.9	632		4.6
637	23.3		637	6.5		983		5.7
988		23.3	988		8.4			

**Tab. 3b** Karbonatisierungstiefe bei der Schnellkarbonatisierung bei 4% CO<sub>2</sub> und 90% RL

Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm		Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm		Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm	
	Z2-1-90-1	Z2-1-90-2		Z2-2-90-1	Z2-2-90-2		Z2-3-90-1	Z2-3-90-2
0	1.3	1.3	0	0.8	0.7	0	1.0	1.0
21	11.1		21	6.6		21	5.4	
84		15.6	84		10.7	84		6.8
210	16.8	17.4	210	10.7	11.8	210	8.1	7.6
379	19.7		379	10.7		365	8.2	
632		23.2	632		11.2	618		8.5
983		25.7	983		13	969		9.5

**Tab. 3c** Karbonatisierungstiefe bei der Schnellkarbonatisierung bei 4% CO<sub>2</sub> und 90% RL

Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm		Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm	
	Z3-1-90-1	Z3-1-90-2		Z4-1-90-1	Z4-1-90-2
0	0.6	0.4	0	0.8	0.9
21	3.9		21	7.1	
84		5.1	84		10.5
210	5.9	6.1	210	14.9	15.5
365	6.6		365	16.3	
618		7.1	618		18.1
969		9	969		20.9

## II.4 Schnellkarbonatisierung bei 0.4% CO<sub>2</sub> und 80% RL

**Tab. 4** Karbonatisierungstiefe bei der Schnellkarbonatisierung bei 0.4% CO<sub>2</sub> und 80% RL

Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm		Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm	
	Z1-2-80-2/W-0.40	Z1-2-80-3/W-0.40		Z2-3-80-2/W-0.40	Z2-3-80-3/W-0.40
3	0	0	3	0	0
35	3	2.8	35	4	3.8
119	4.3		119	5.5	
259		5.8	259		6.5
490	7.6	7.4	490	8.4	8

## II.5 Schnellkarbonatisierung bei 0.4% CO<sub>2</sub> und 90% RL

**Tab. 5** Karbonatisierungstiefe bei der Schnellkarbonatisierung bei 0.4% CO<sub>2</sub> und 90% RL

Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm		Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm	
	Z1-2-90-1/W-0.40	Z1-2-90-2/W-0.40		Z2-3-90-1/W-0.40	Z2-3-90-2/W-0.40
3	0.0	0.0	3	0.0	0.0
35	1.2	1.6	35	1.3	1.7
119	1.9		119	1.7	
259		2.5	260		2.2
491	3.2	3.1	491	2.0	2.4

## II.6 Schnellkarbonatisierung der Betone der bewehrten Prüfkörper (Serie 2016) bei 4% CO<sub>2</sub> und 57% RL

**Tab. 6a** Karbonisierungstiefe bei der Schnellkarbonatisierung bei 4% CO<sub>2</sub> und 57% RL

Prüfzeit, Tage	Karbonisierungstiefe, mm		Prüfzeit, Tage	Karbonisierungstiefe, mm		Prüfzeit, Tage	Karbonisierungstiefe, mm	
	Z1-1-PK1	Z1-1-PK2		Z1-2-PK1	Z1-2-PK2		Z1-3-PK1	Z1-3-PK2
0	0.6		0	0.5		0	0.0	
7	7.6		35	9.6		35	7.8	
35	13.7	13.6	133	14.8	15.1	134	13.1	12.8
77	18.9	21.4	224	18.0	19.9	287	18.4	18.6
						346	18.5	20.4

**Tab. 6b** Karbonisierungstiefe bei der Schnellkarbonatisierung bei 4% CO<sub>2</sub> und 57% RL

Prüfzeit, Tage	Karbonisierungstiefe, mm		Prüfzeit, Tage	Karbonisierungstiefe, mm		Prüfzeit, Tage	Karbonisierungstiefe, mm	
	Z2-1-PK1	Z2-1-PK2		Z2-2-PK1	Z2-2-PK2		Z2-3-PK1	Z2-3-PK2
0	0.9		0	0.5		0	0.9	1.7
7	11.6		14	11.9		14	9.5	
21	16.4	14.3	39	17.0	16.5	60	17.9	15.3
35	18.8	19.5	56	17.4		91	24.7	22.7
			66	19.5	19.6			

**Tab. 6c** Karbonisierungstiefe bei der Schnellkarbonatisierung bei 4% CO<sub>2</sub> und 57% RL

Prüfzeit, Tage	Karbonisierungstiefe, mm		Prüfzeit, Tage	Karbonisierungstiefe, mm	
	Z3-1-PK1	Z3-1-PK2		Z4-1-PK1	Z4-1-PK2
0	0.8	1.7	0	0.6	1.7
7	4.9		7	7.1	
60	10.4	13.1	60	15.3	17.4
203	16.4	17.4	91	24.7	24.1
288	18.9	22.1			

## II.7 Schnellkarbonatisierung der Betone der bewehrten Prüfkörper (Serie 2016-W) bei 4% CO<sub>2</sub> und 57% RL

**Tab. 7a** Karbonisierungstiefe bei der Schnellkarbonatisierung bei 4% CO<sub>2</sub> und 57% RL

Prüfzeit, Tage	Karb.tiefe, mm			Prüfzeit, Tage	Karb.tiefe, mm			Prüfzeit, Tage	Karb.tiefe, mm		
	W/Z1-1- P1	W/Z1-1- P2	W/Z1-1- P3		W/Z1-2- P1	W/Z1-2- P2	W/Z1-2- P3		W/Z1-3- P1	W/Z1-3- P2	W/Z1-3- P3
0	0.7	0.9	0.7	0	0.7	0.8	0.5	0	0.4	0.2	0.5
14	8.2			35	9.3			35	7.5		
35		13.3		91		12.6		139		11.9	
82	19.6	19.0	19.2	160			16.4	223			15.1
				244	18.8	19.7		356	18.3	18.6	
								434			20.2

**Tab. 7b** Karbonatisierungstiefe bei der Schnellkarbonatisierung bei 4% CO<sub>2</sub> und 57% RL

Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm			Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm			Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm		
	W/Z2-1- P1	W/Z2-1- P2	W/Z2-1- P3		W/Z2-2- P1	W/Z2-2- P2	W/Z2-2- P3		W/Z2-3- P1	W/Z2-3- P2	W/Z2-3- P3
0	1.4	1.8	1.5	0	1.1	1.2	1.0	0	1.1	0.8	0.9
7	8.1			14	9.3			14	8.6		
35		18.2		35		12.7		35		13.4	
42	19.2	19.2	18.0	90	20.0	18.0	19.8	83	17.1	16.6	18.9
								106			19.2

**Tab. 7c** Karbonatisierungstiefe bei der Schnellkarbonatisierung bei 4% CO<sub>2</sub> und 57% RL

Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm			Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm		
	W/Z3-1-P1	W/Z3-1-P2	W/Z3-1-P3		W/Z4-1-P1	W/Z4-1-P2	W/Z4-1-P3
0	0.3	0.4	0.4	0	0.3	0.5	0.4
35	7.9			7	5.2		
119		11.5		28		8.7	
230			15.8	90			12.4
342	16.7	15.8		146	15.9		
420			16.2	253		19.1	22.7

## II.8 Karbonatisierung unter natürlichen Bedingungen in Wildegg

**Tab. 8a** Karbonatisierungstiefe im Stevenson-Screen in Wildegg (2015-2018)

Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm			Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm			Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm		
	Z1-1- W1	Z1-1- W2	Z1-1- W3		Z1-2- W1	Z1-2- W2	Z1-2- W3		Z1-3- W1	Z1-3- W2	Z1-3- W3
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
52	3.3	3.2	3.6	52	2.4	2.3	2.3	47	1.9	1.5	1.7
157	4.5			157	3.2			152	2.5		
360	6.1	5.5		360	3.9	4.1		355	2.9	3	
759		8.2	8.7	759		4.8	5.4	754		3.3	3.1
1123	10.0		9.6	1123	5.2		5.3	1118	3.7		3.5



**Tab. 8b** Karbonatisierungstiefe im Stevenson-Screen in Wildegg (2015-2018)

Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm			Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm			Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm		
	Z2-1- W1	Z2-1- W2	Z2-1- W3		Z2-2- W1	Z2-2- W2	Z2-2- W3		Z2-3- W1	Z2-3- W2	Z2-3- W3
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
47	4.5	4.5	4.3	47	3.4	3.6	3.3	33	2.3	2.2	2.4
152	6.6			152	4.8			138	3.8		
355	8.4	8.2		355	6.3	6.5		341	3.8	4.9	
754		12.4	12.5	754		8.1	8.9	740		7.5	7.0
1118	15.3		14.5	1118	9.9		9.2	1104	7.1		8.2

**Tab. 8c** Karbonatisierungstiefe im Stevenson-Screen in Wildegg (2015-2018)

Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm			Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm		
	Z3-1-W1	Z3-1-W2	Z3-1-W3		Z4-1-W1	Z4-1-W2	Z4-1-W3
0	0	0	0	0	0	0	0
33	1.5	1.7	1.5	33	2.5	2.3	1.9
138	2.7			138	3.8		
341	2.8	3.7		341	5.2	4.9	
740		4.7	4.7	740		7.0	7.0
1104	5.0		4.9	1104	7.7		8.7

## II.9 Karbonatisierung unter natürlichen Bedingungen in Horw

**Tab. 9a** Karbonatisierungstiefe im Stevenson-Screen in Horw (2015-2018)

Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm		Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm		Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm	
	Z1-1-H1	Z1-1-H2		Z1-2-H1	Z1-2-H2		Z1-3-H1	Z1-3-H2
53	3.1	3.0	53	2.2	2.1	48	1.4	1.8
158	4.9		158	3.3		153	2.4	
361		5.4	361		2.3	356		2.4
760	9.0	8.6	760	3.8	3.3	755	2.7	2.8
1124	9.6		1124	4.5		1119	3.2	

**Tab. 9b** Karbonatisierungstiefe im Stevenson-Screen in Horw (2015-2018)

Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm		Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm		Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm	
	Z2-1-H1	Z2-1-H2		Z2-2-H1	Z2-2-H2		Z2-3-H1	Z2-3-H2
48	4.2	4.6	48	3.6	3.8	34	1.8	1.9
153	6.4		153	4.8		139	3.4	
356		7.6	356		5.8	342		3.9
755	11.8	11.4	755	6.8	7.0	741	5.4	4.9
1119	12.9		1119	8.9		1105	6.0	

**Tab. 9c** Karbonatisierungstiefe im Stevenson-Screen in Horw (2015-2018)

Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm		Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm	
	Z3-1-H1	Z3-1-H2		Z4-1-H1	Z4-1-H2
34	1.6	1.8	34	2.0	1.9
139	2.7		139	3.9	
342		2.7	342		5.0
741	4.7	3.8	741	6.2	6.6
1105	5.4		1105	7.6	

## II.10 Karbonatisierung unter natürlichen Bedingungen in Visp

**Tab. 10a** Karbonatisierungstiefe im Stevenson-Screen in Visp (2015-2018)

Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm		Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm		Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm	
	Z1-1-V1	Z1-1-V2		Z1-2-V1	Z1-2-V2		Z1-3-V1	Z1-3-V2
54	4.0	3.6	54	2.3	2.1	49	1.9	2.0
159	5.3		159	3.9		154	2.8	
362		7.7	362		4.7	357		3.9
761	10.2	10.2	761	6.9	7.1	756	5.7	6.1
1125	11.9		1125	8.7		1120	6.3	

**Tab. 10b** Karbonatisierungstiefe im Stevenson-Screen in Visp (2015-2018)

Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm		Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm		Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm	
	Z2-1-V1	Z2-1-V2		Z2-2-V1	Z2-2-V2		Z2-3-V1	Z2-3-V2
49	4.8	4.8	49	3.7	3.3	35	2.1	2.1
154	7.3		154	5.1		140	3.8	
357		9.6	357		7.3	343		5.5
756	13.6	13.2	756	11.6	11.1	742	7.8	8.2
1120	16.9		1120	11.7		1106	8.8	

**Tab. 10c** Karbonatisierungstiefe im Stevenson-Screen in Visp (2015-2018)

Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm		Prüfzeit, Tage	Karbonatisierungstiefe, mm	
	Z3-1-V1	Z3-1-V2		Z4-1-V1	Z4-1-V2
35	1.6	1.7	35	2.4	2.3
140	2.8		140	4.1	
343		4.5	343		5.3
742	6.3	6.6	742	9.0	8.4
1106	7.4		1106	10.8	

## II.11 Karbonatisierung der Betone der bewehrten Prüfkörper Serie 2007 unter natürlichen Bedingungen

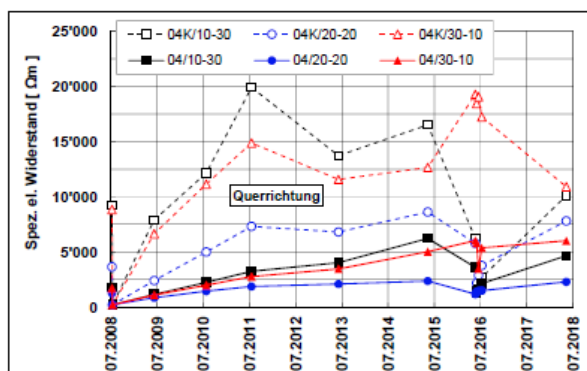
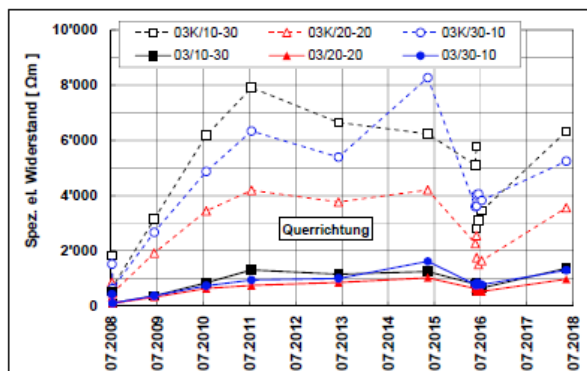
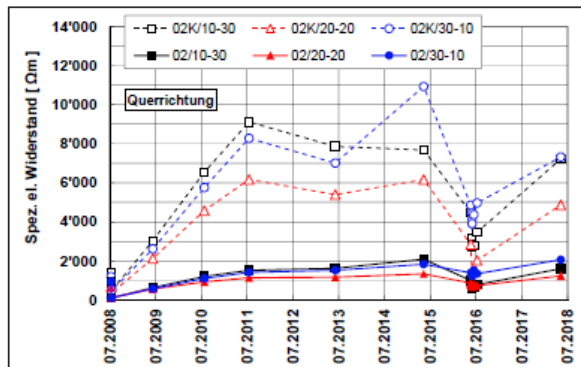
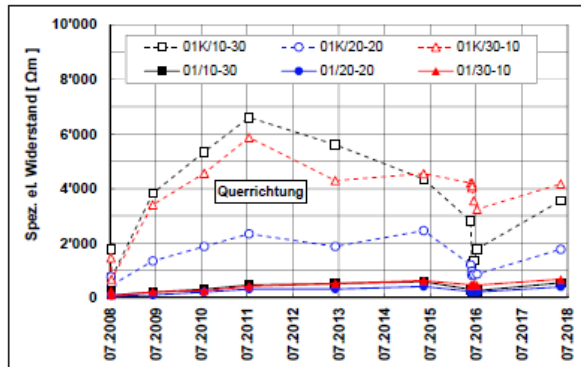
**Tab. 11** Karbonatisierungstiefe unter natürlichen Bedingungen (Stevenson-Screen und Schwindraum) von (2007 bis 2018)

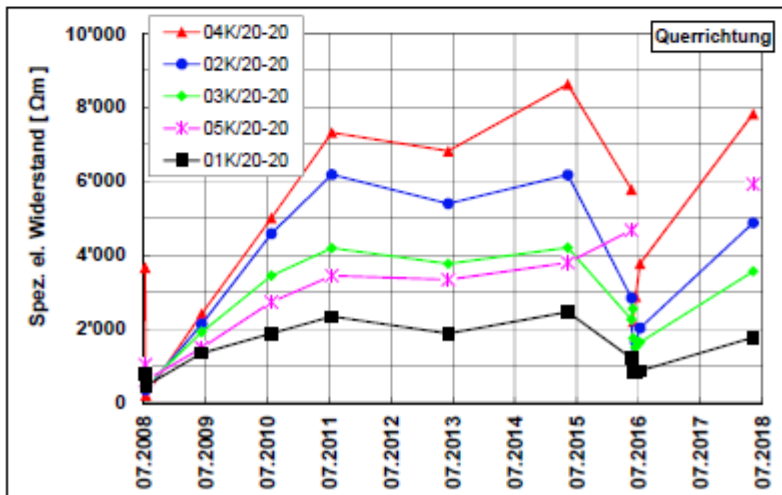
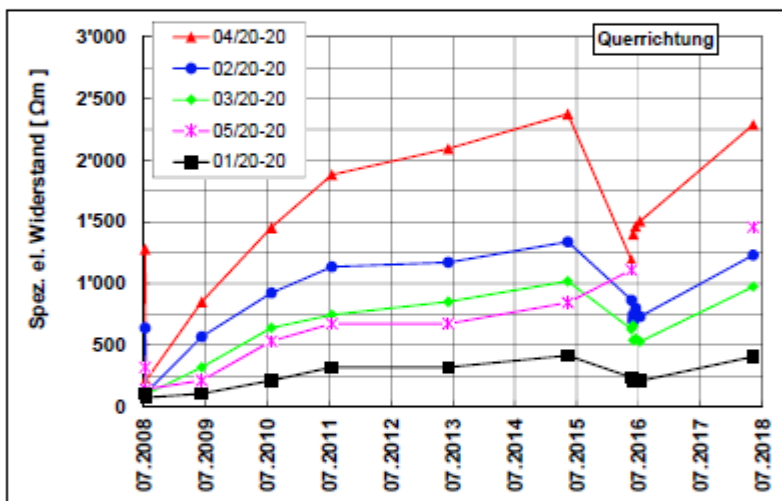
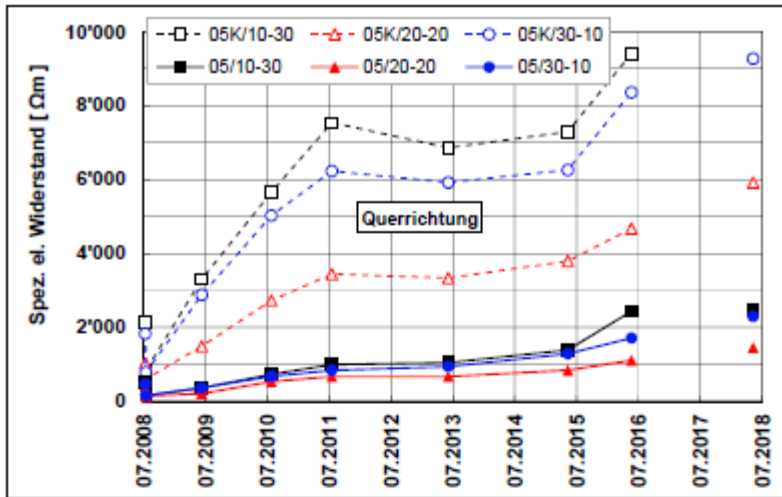
Alter, Tage	Alter, Jahre	Karbonatisierungstiefe, mm				
		PK01 CEM I	PK02 CEM II/B-M (V-LL)	PK03 CEM II/A-LL + FA	PK04 CEM III/B	PK05 CEM I + HS
261	0.7	2.5	4.5	3.0	7.0	3.0
457	1.3	3.5	6.0	4.0	9.0	3.5
608	1.7	5.0	6.5	4.5	10.0	4.0
804	2.2	5.0	6.5	5.0	11.0	4.5
1'343	3.7	5.0	8.0	6.0	14.5	5.0
2'045	5.6	5.5	12.5	8.8	16.0	6.8
3'850	10.5	6.6			16.3	7.1

### III Ergebnisse der Messungen an den Prüfkörpern Serie 2007

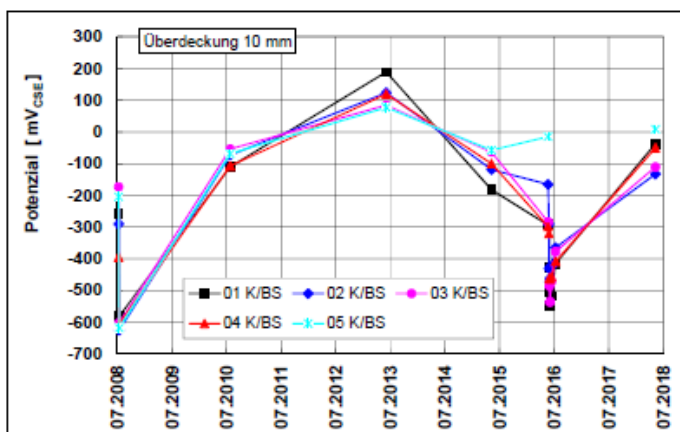
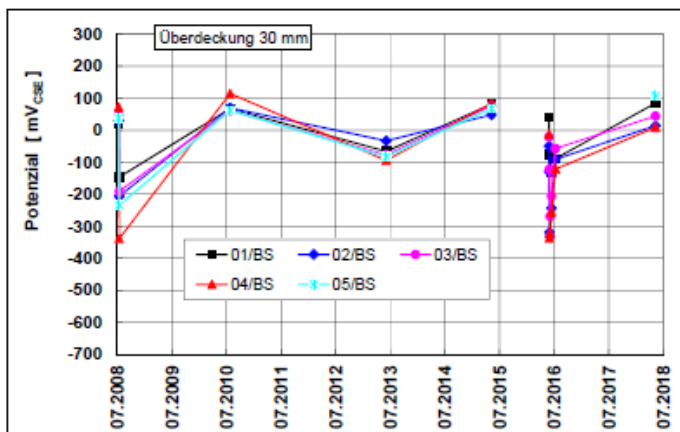
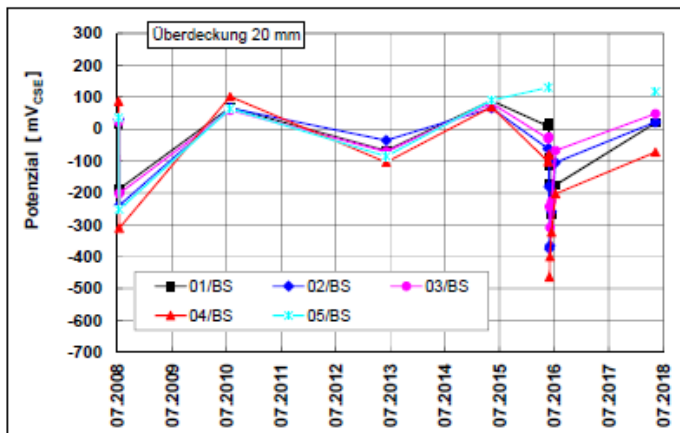
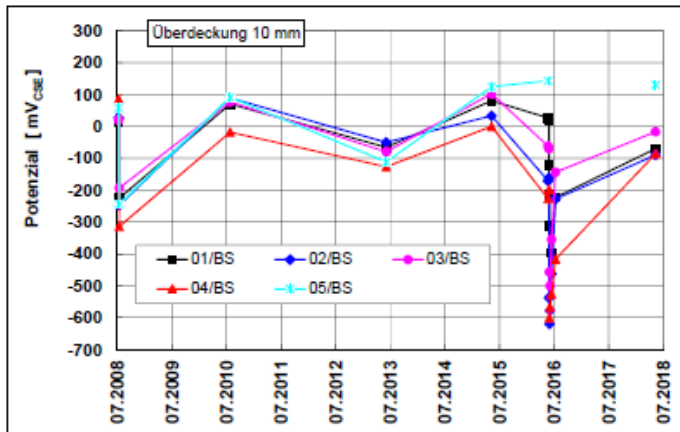
#### III.1 Handmessungen an den Prüfkörpern

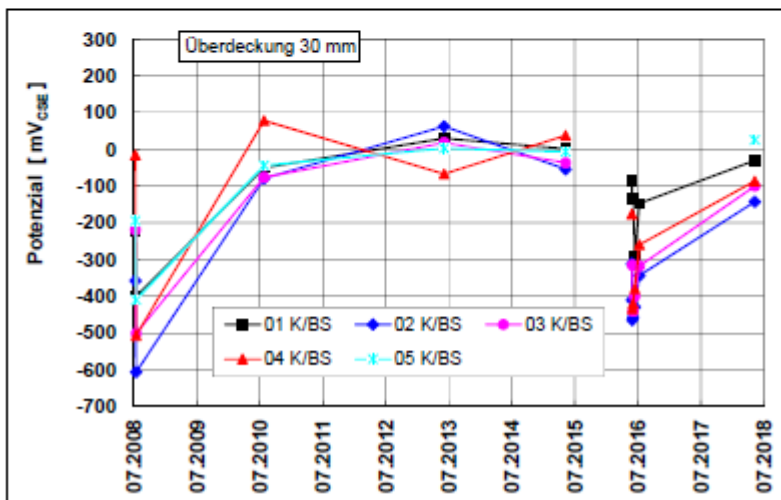
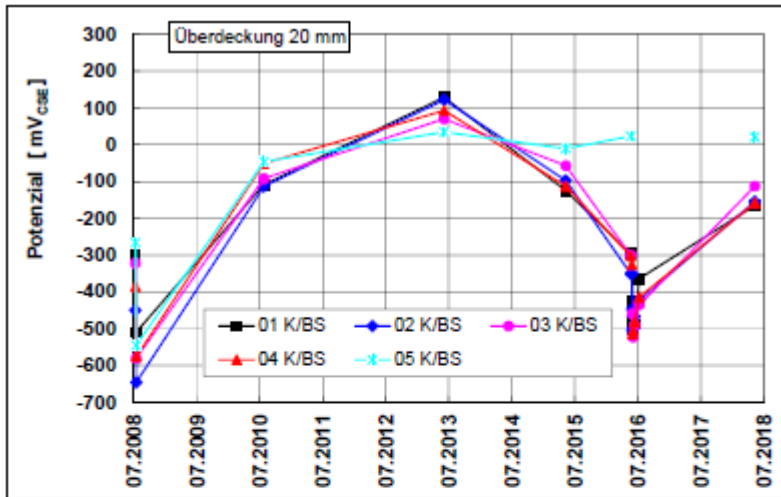
##### III.1.1 Elektrischer Widerstand in Querrichtung zw. BS und Top12



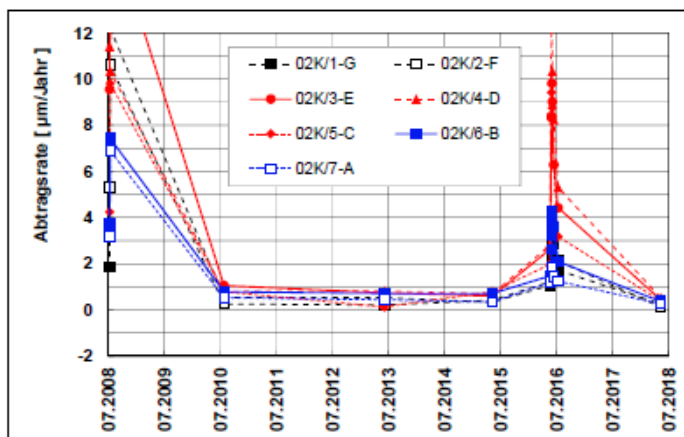
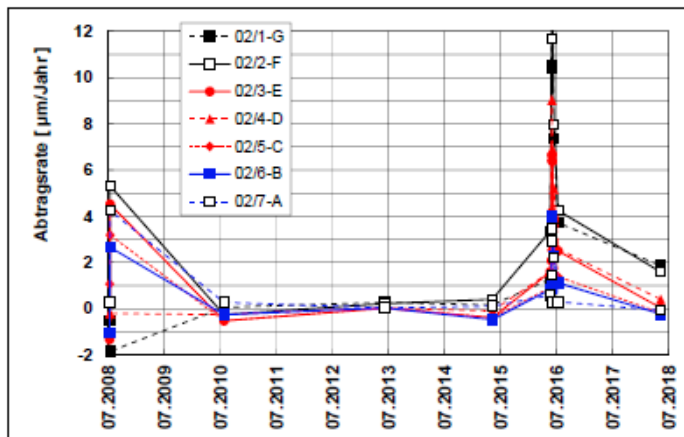
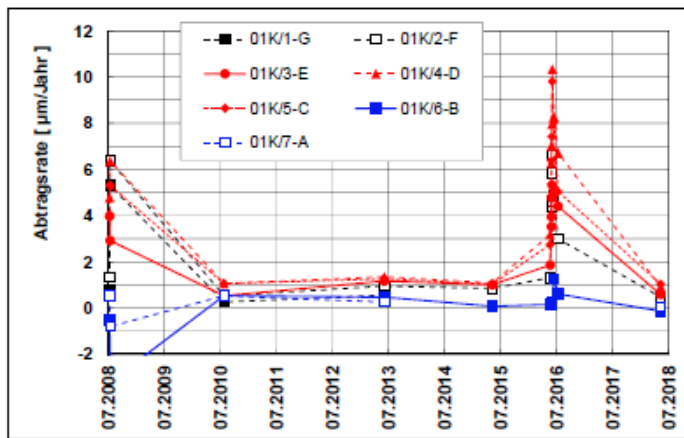
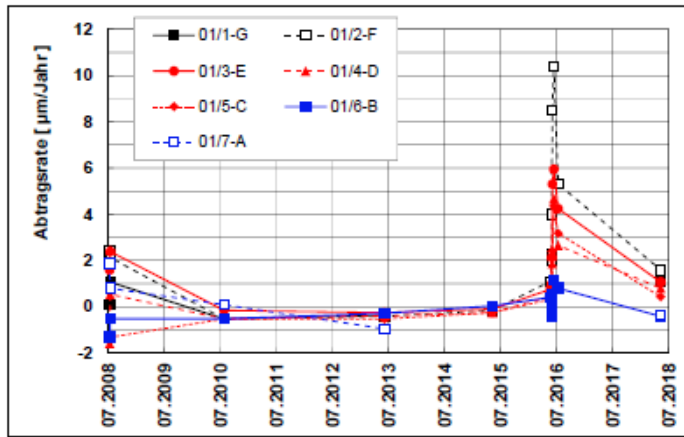


### III.1.2 Korrosionspotenzial

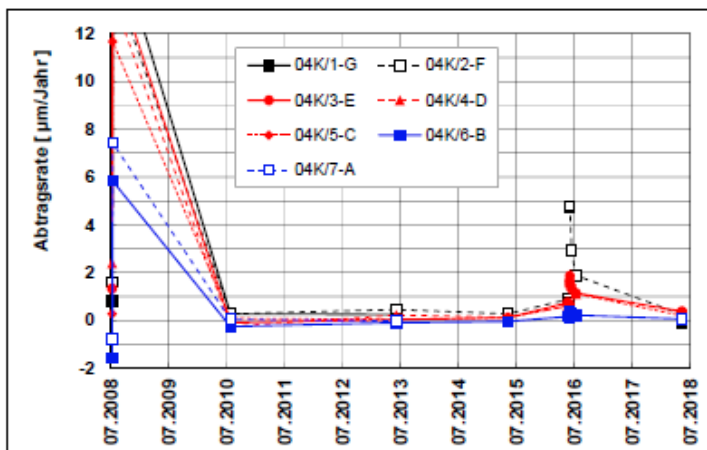
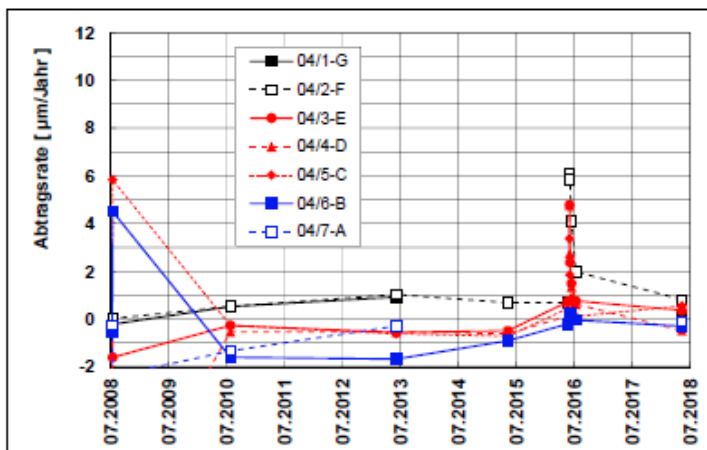
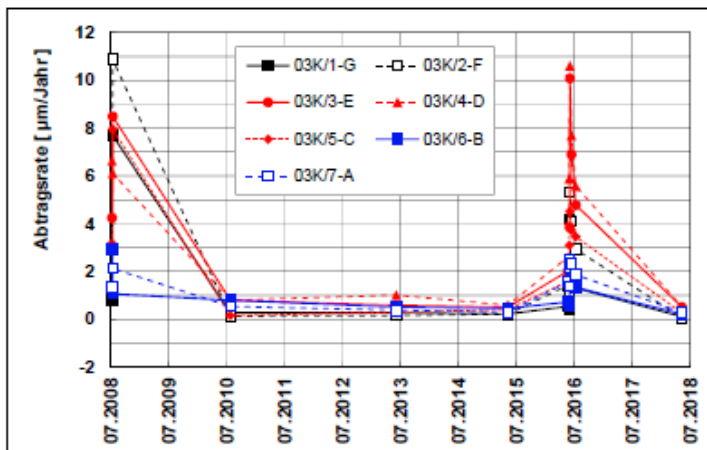
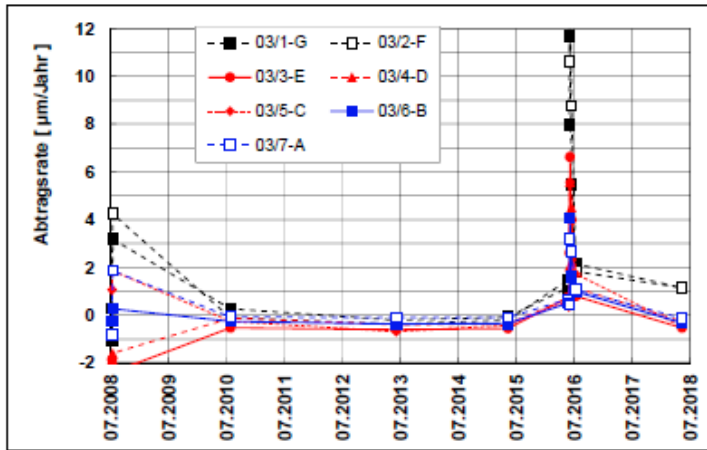


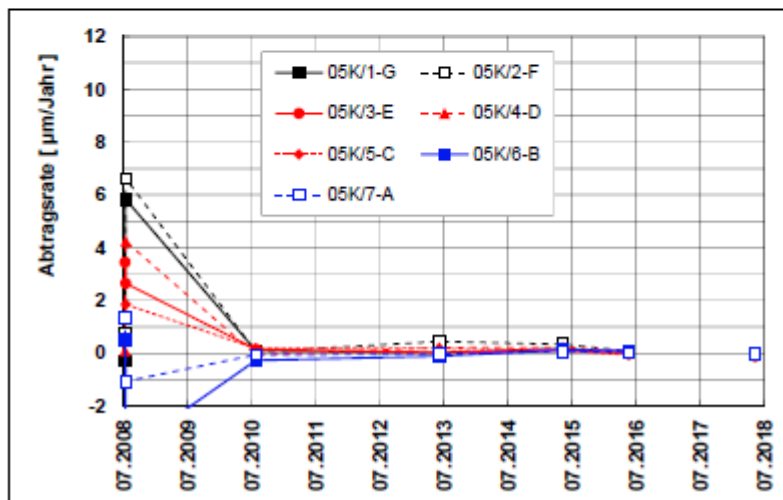
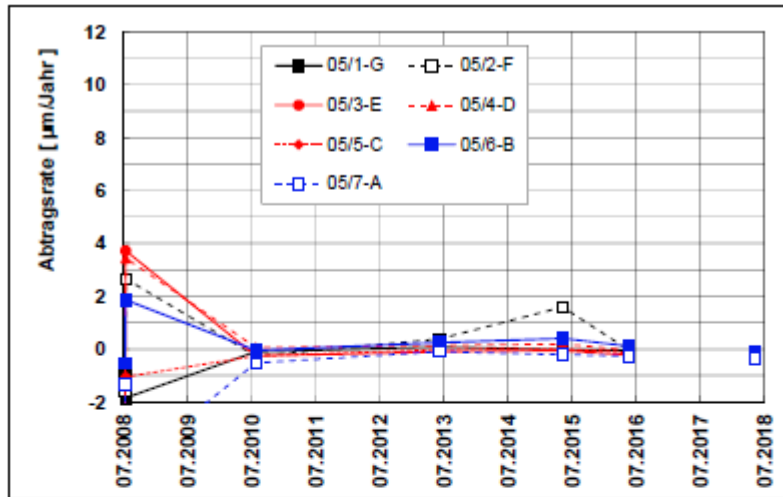


### III.1.3 Abtragsrate ME-I im Stevenson-Screen



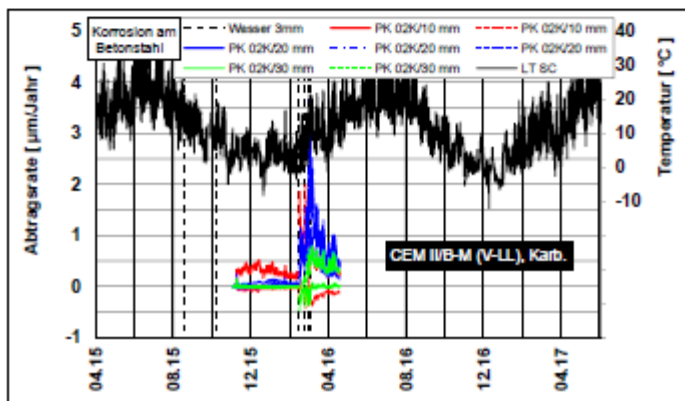
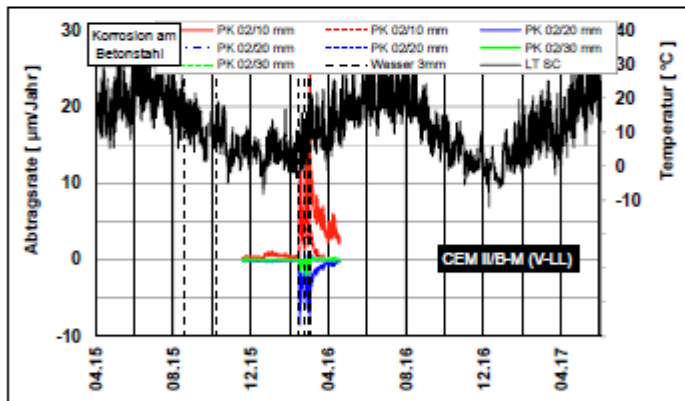
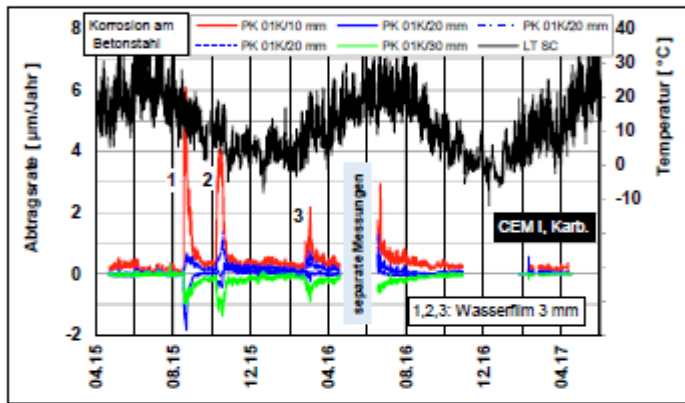
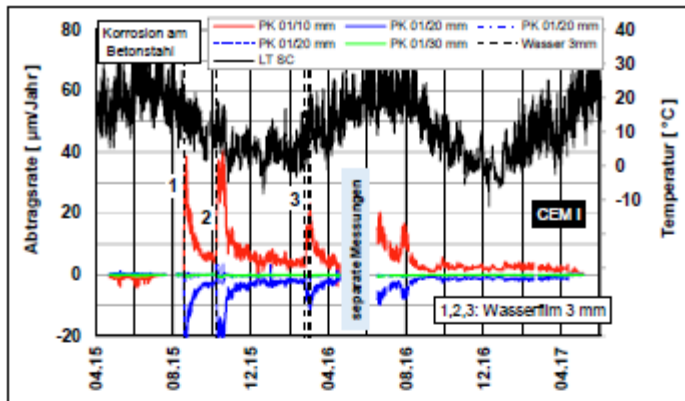


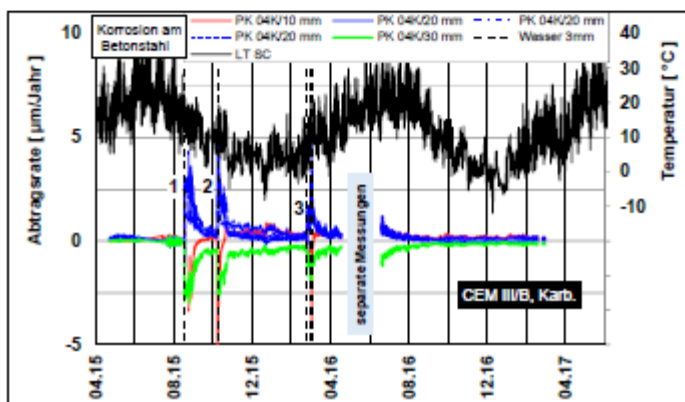
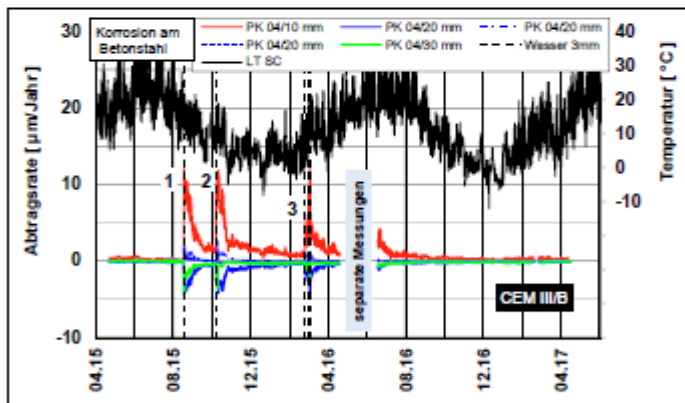
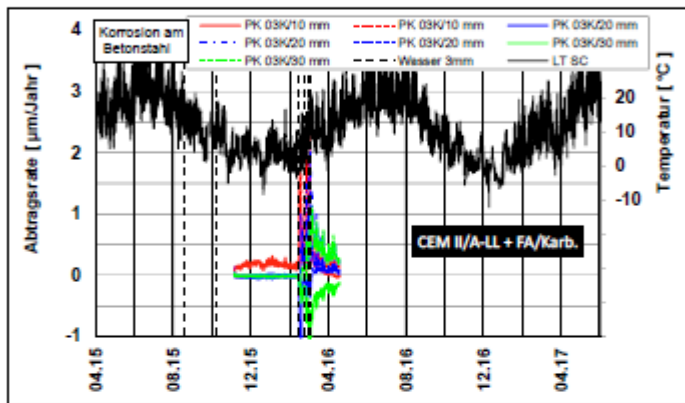
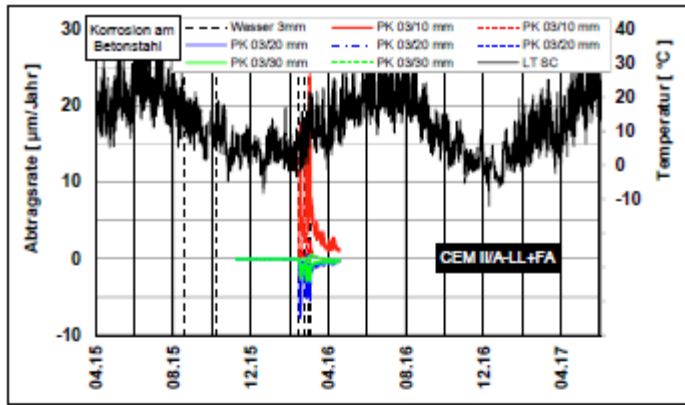




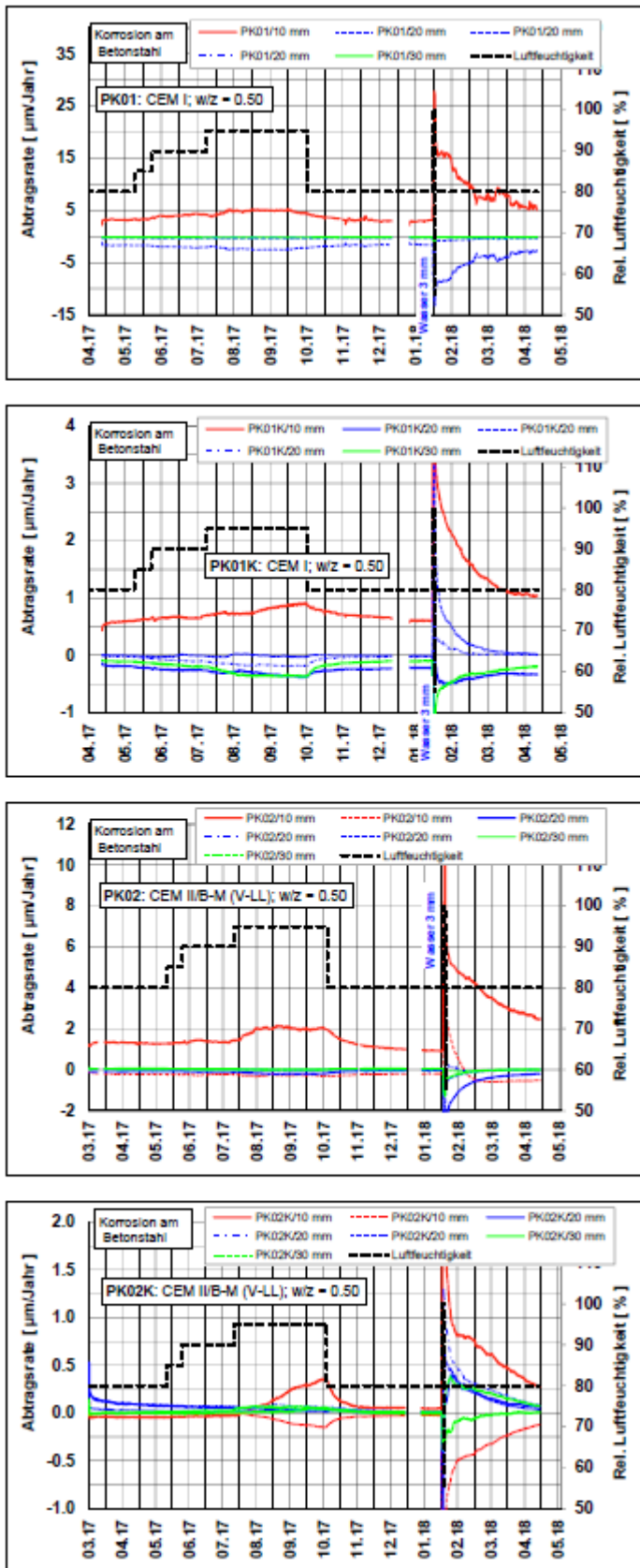
## III.2 Kontinuierliche Messungen an den Prüfkörpern

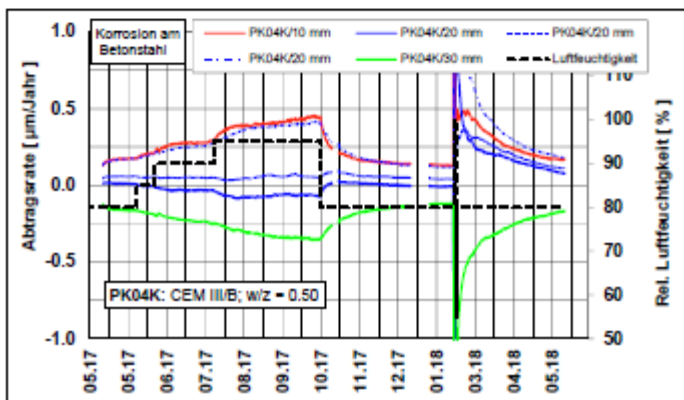
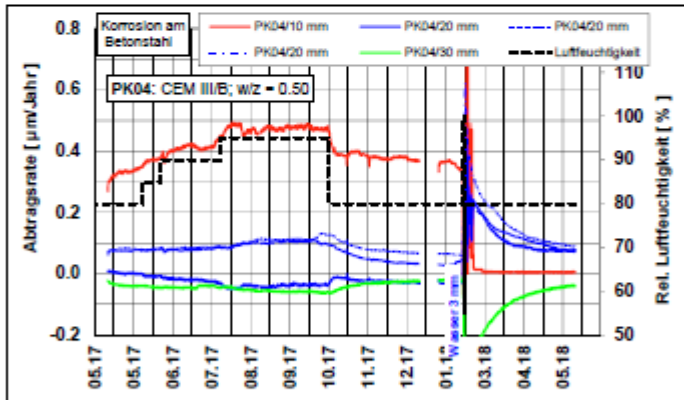
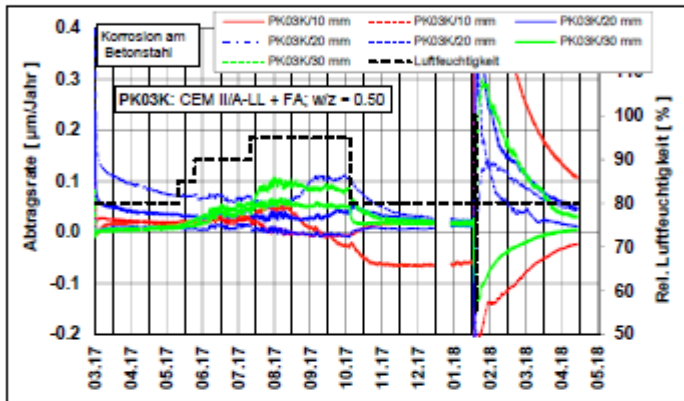
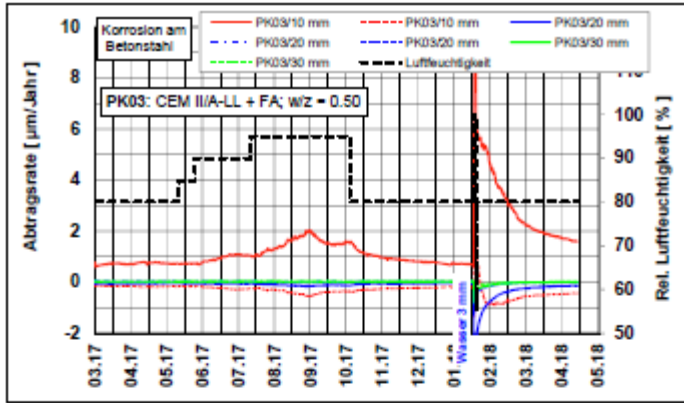
### III.2.1 Abtragsrate ME IIa im Stevenson-Screen



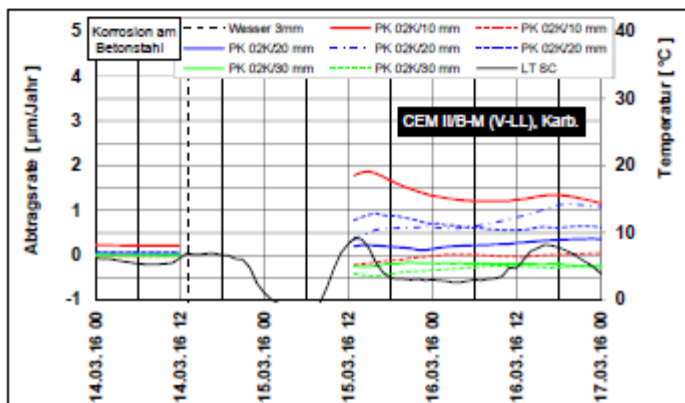
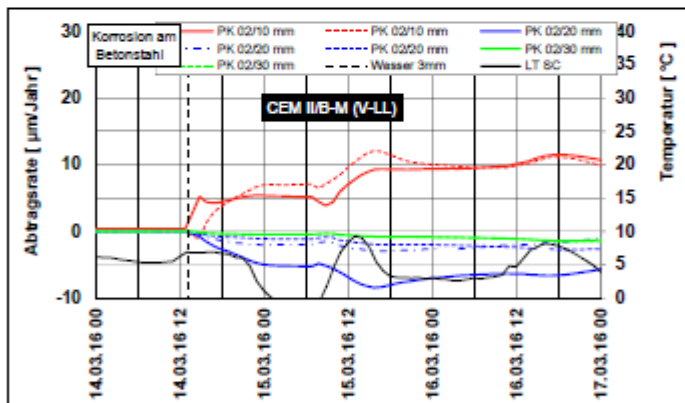
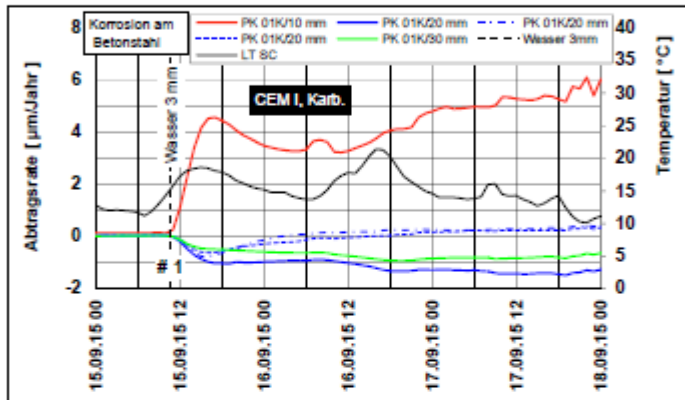
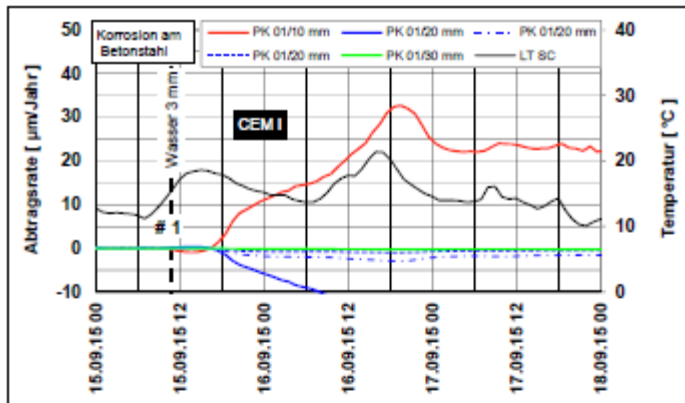


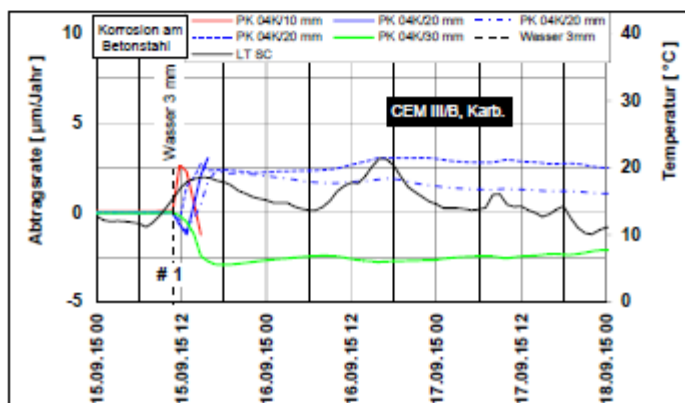
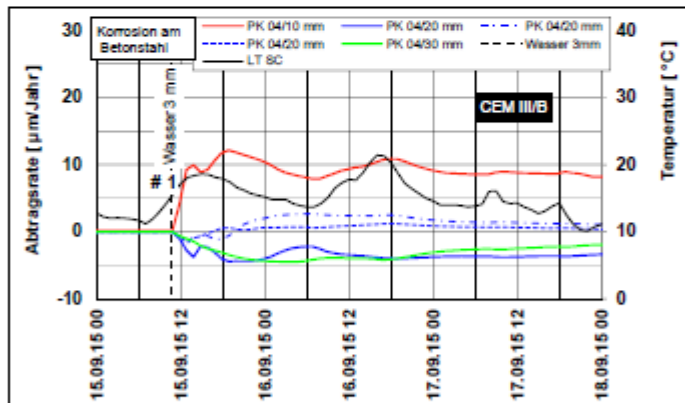
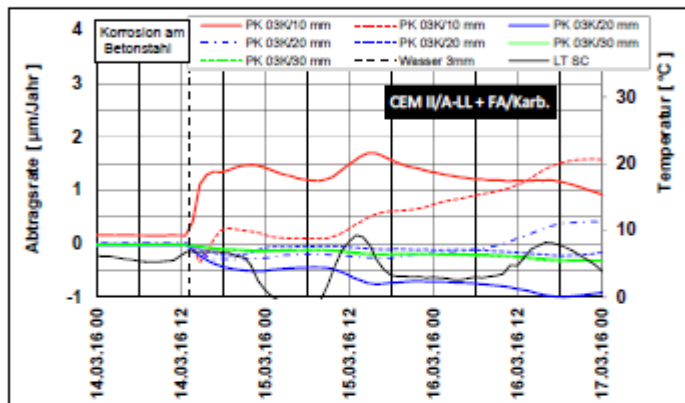
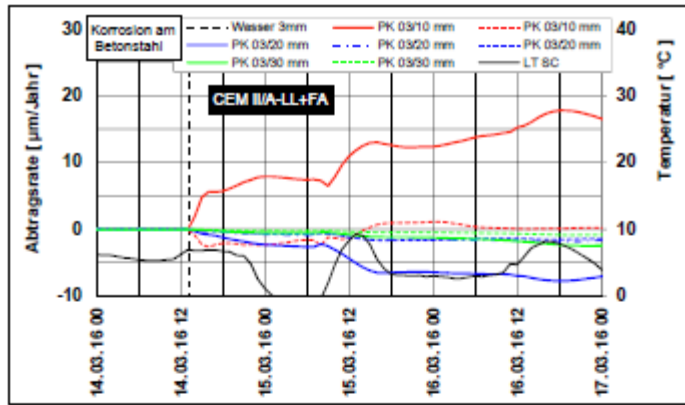
### III.2.2 Abtragsrate ME-IIa im Klimaschrank (ganze Periode)





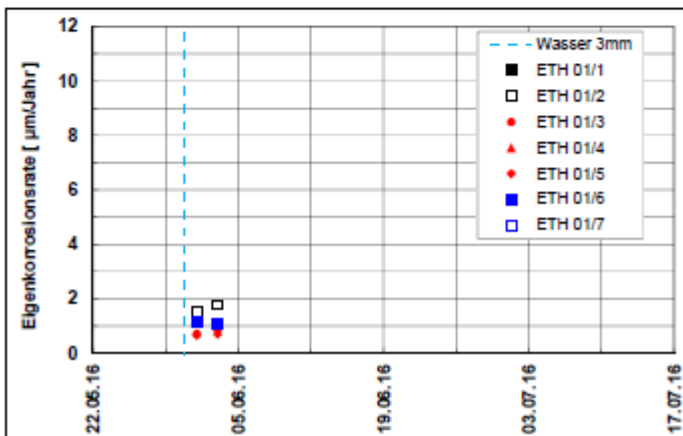
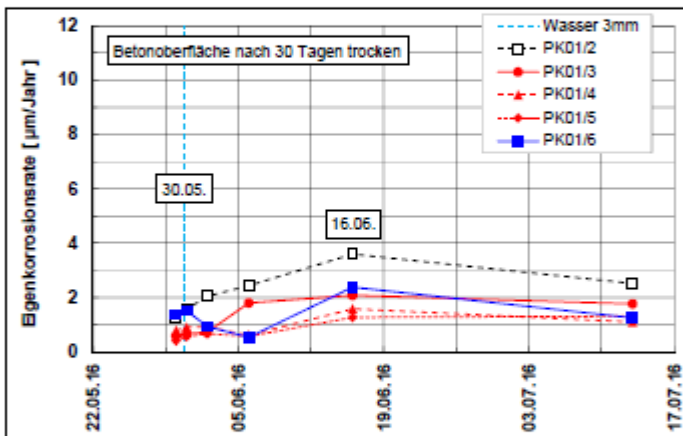
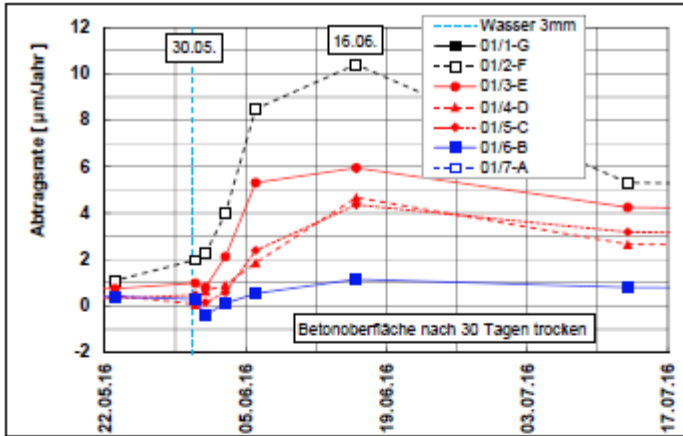
### III.2.3 Abtragsrate ME-IIa im Klimaschrank nach Beaufschlagung mit Wasser

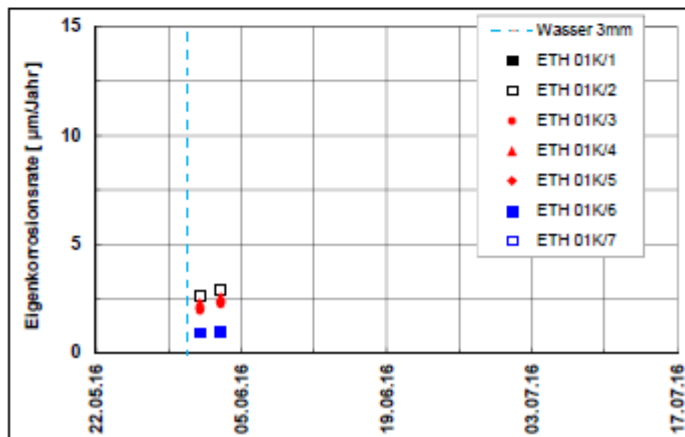
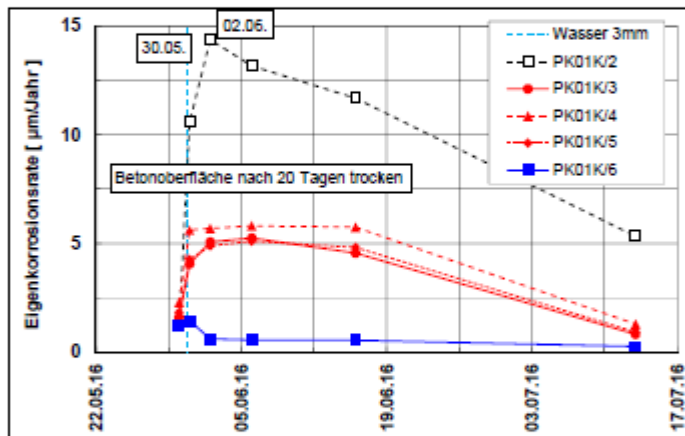
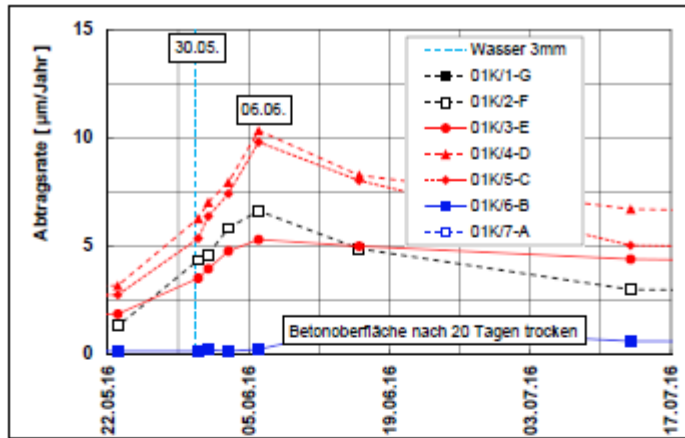


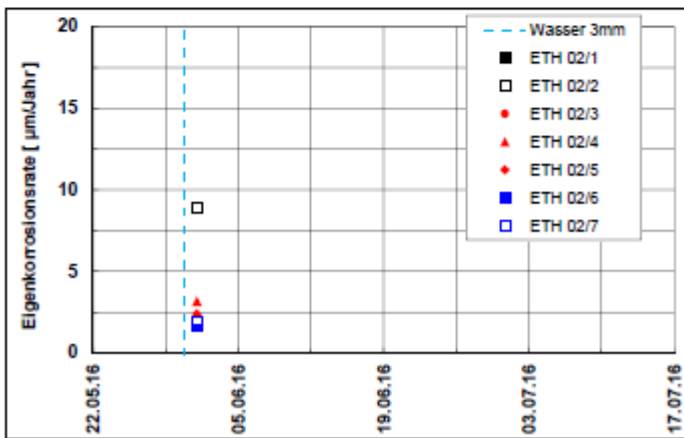
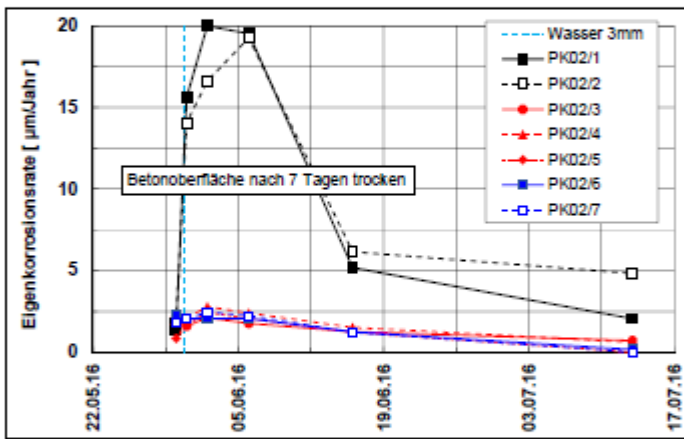
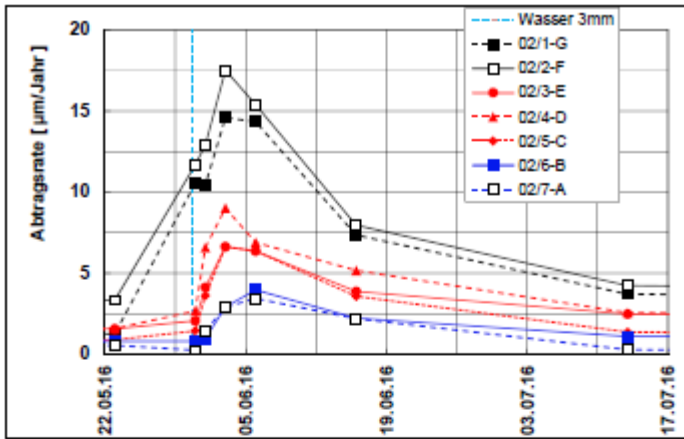


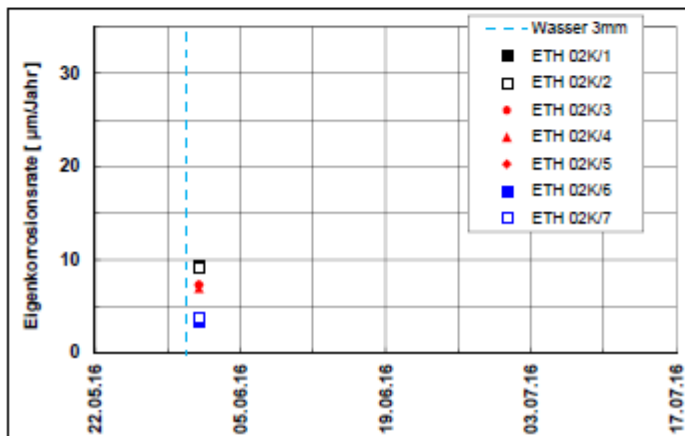
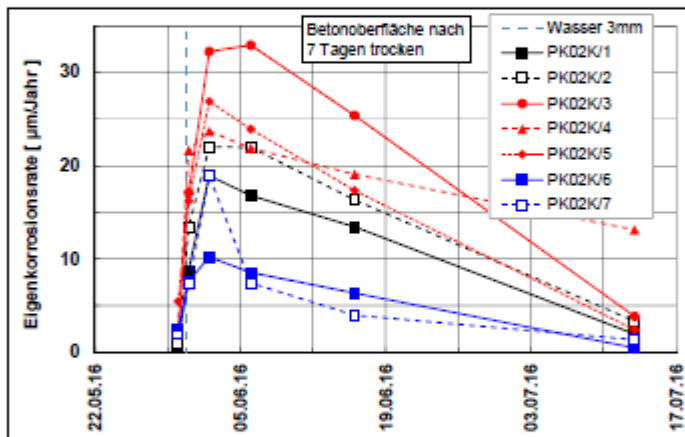
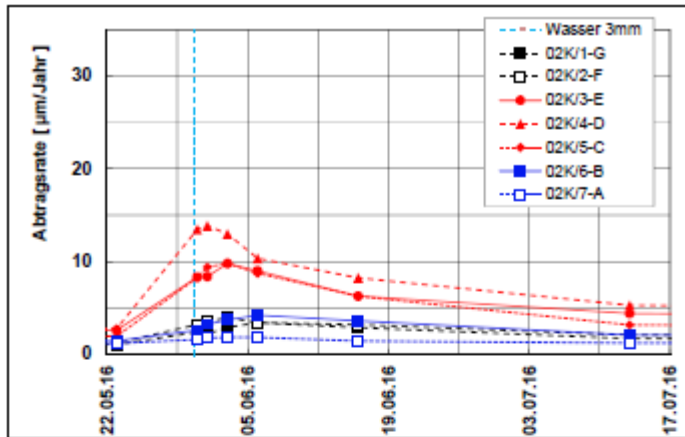


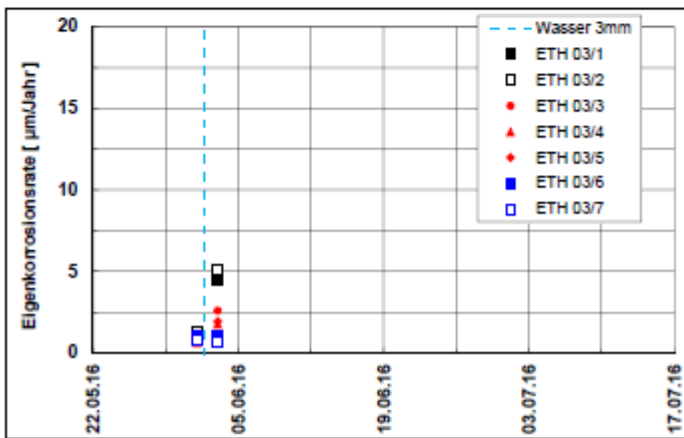
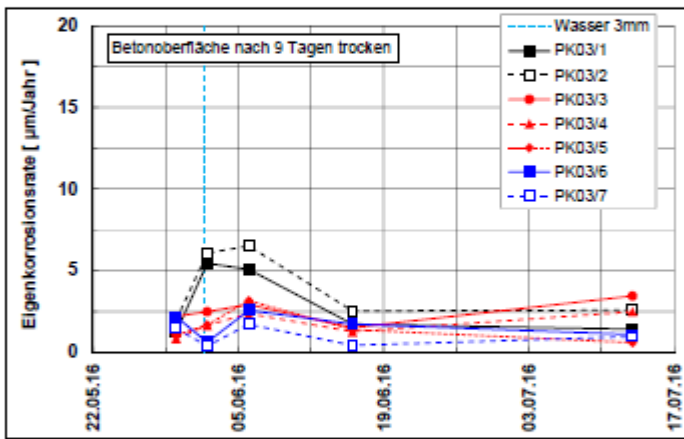
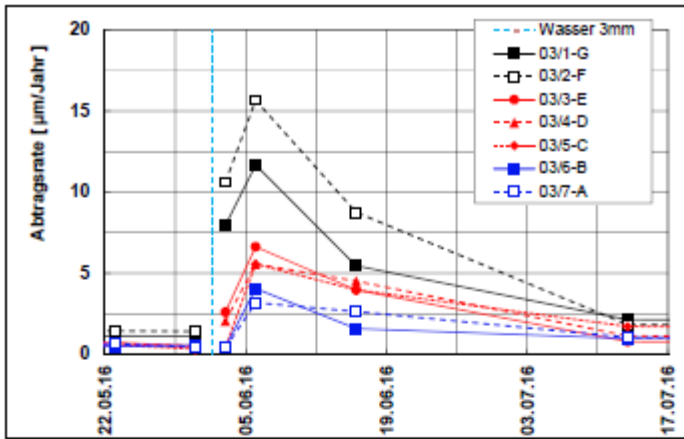
### III.3 Vergleich Abtragsrate aus Makroelement (ME) und Eigenkorrosion (E)

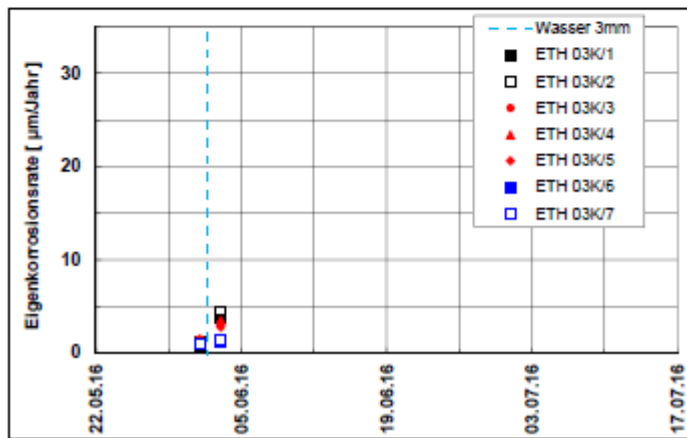
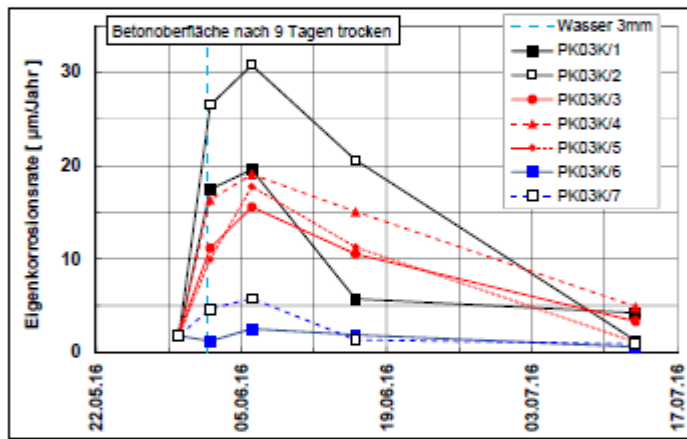
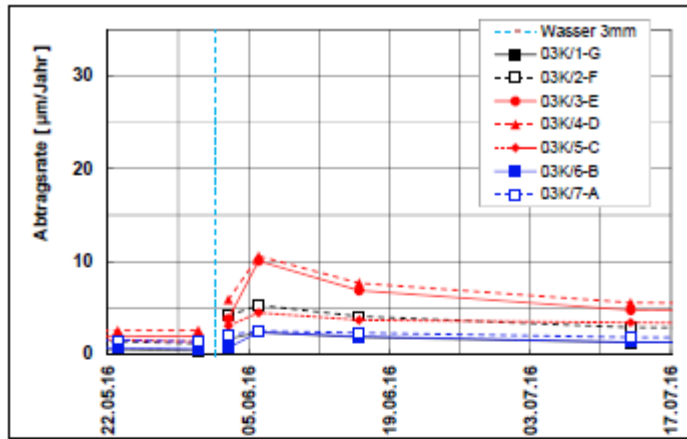


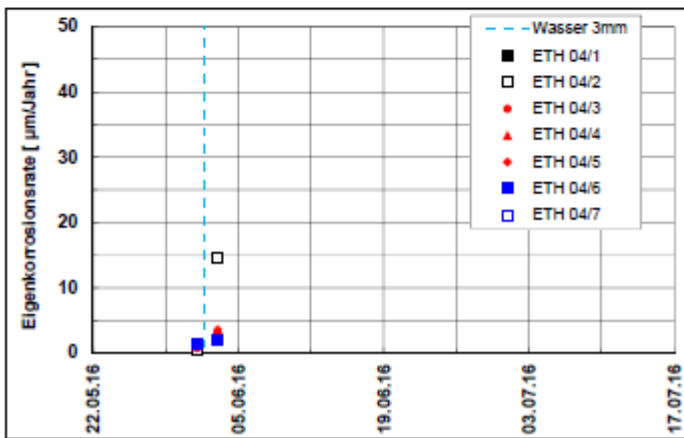
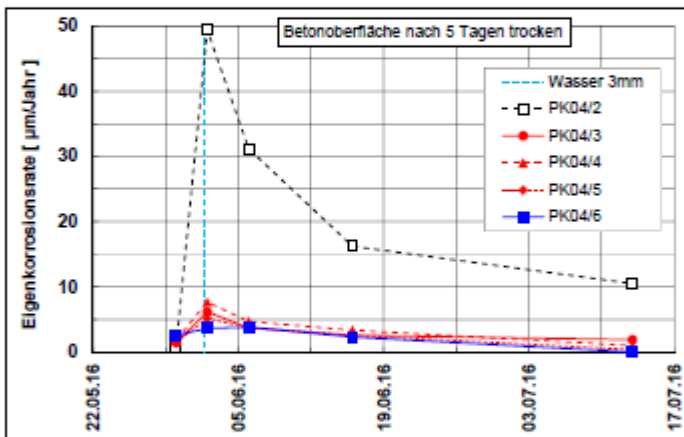
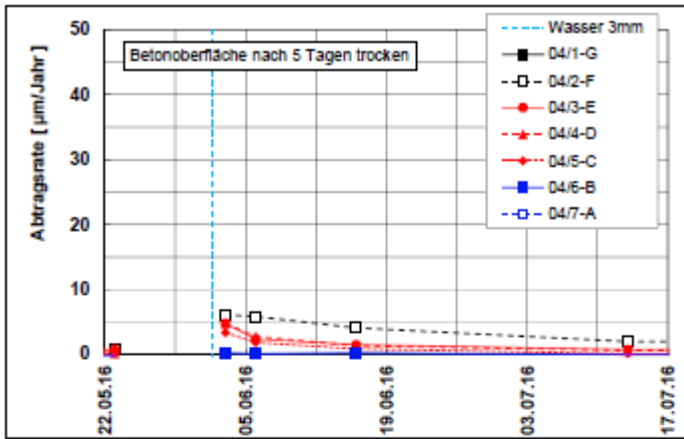


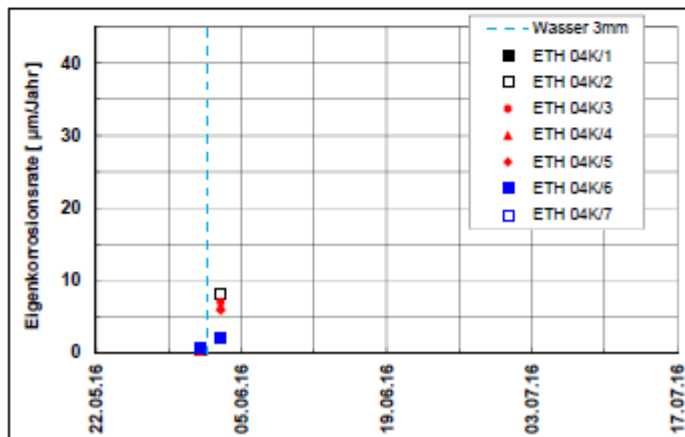
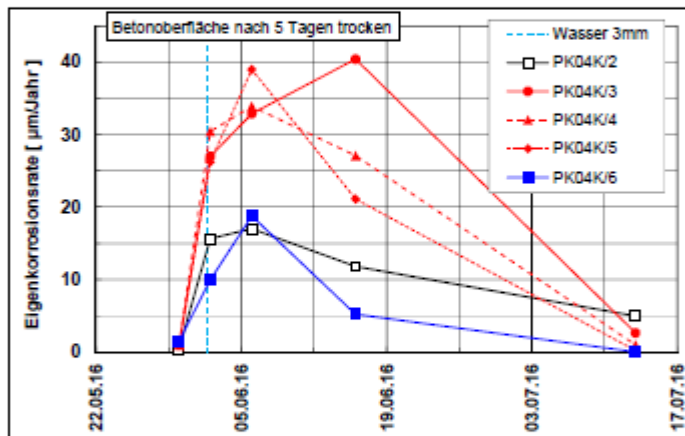
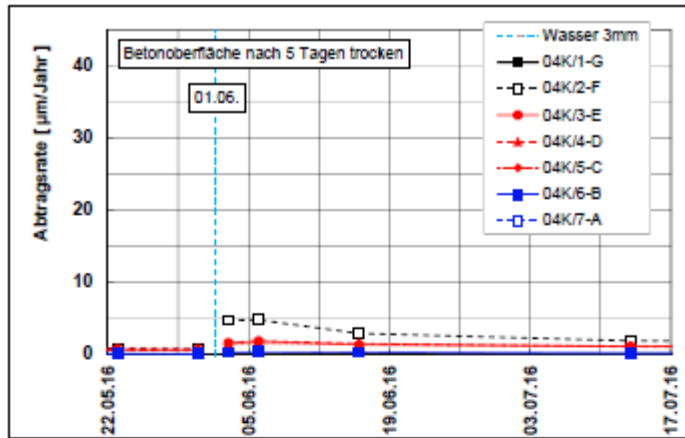










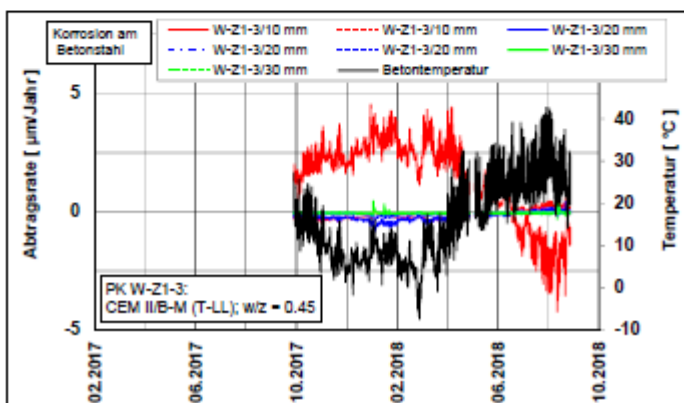
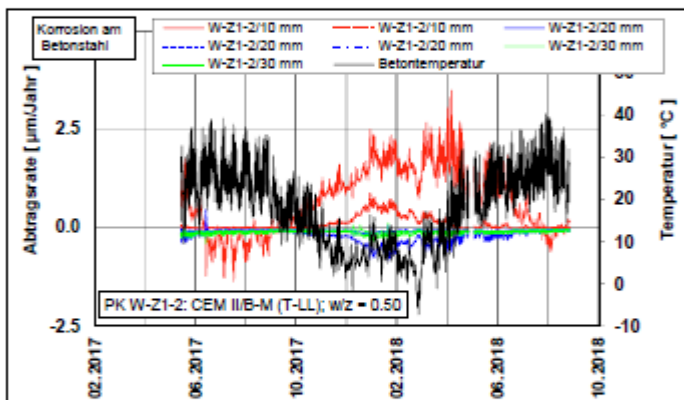
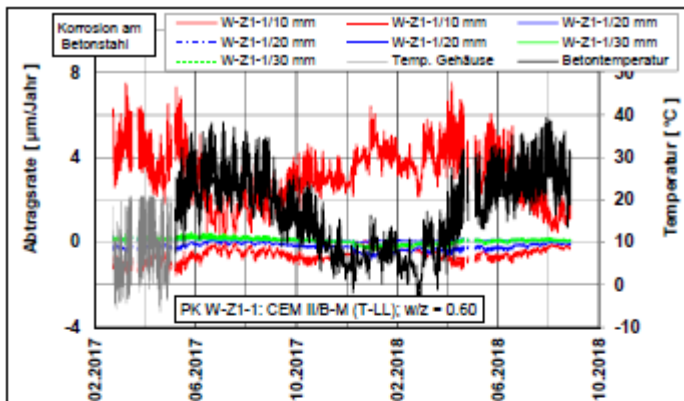


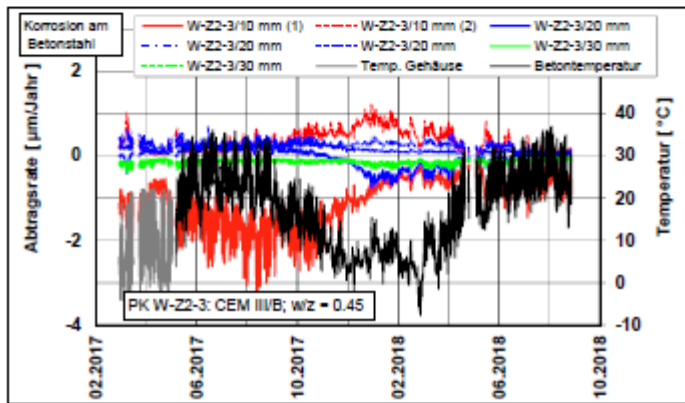
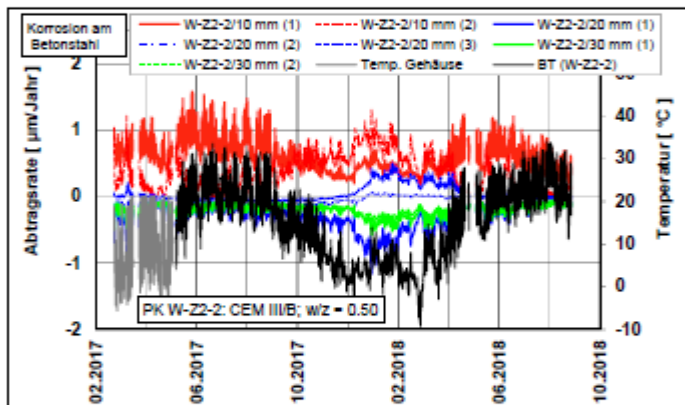
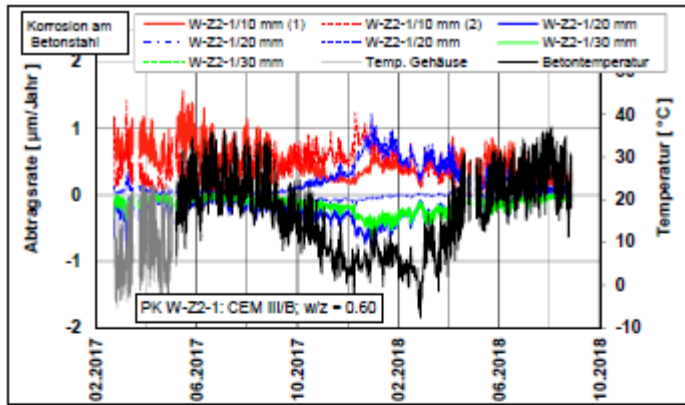


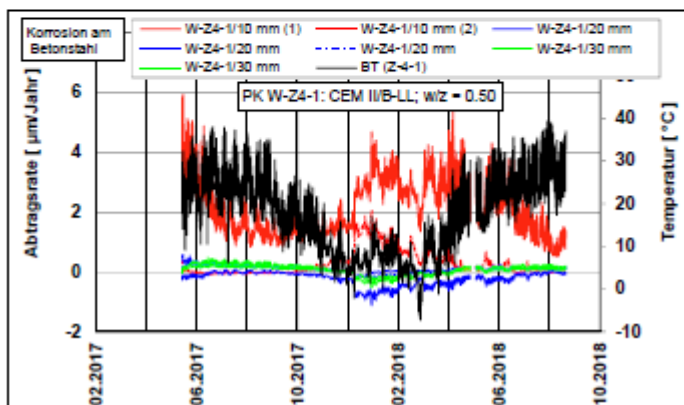
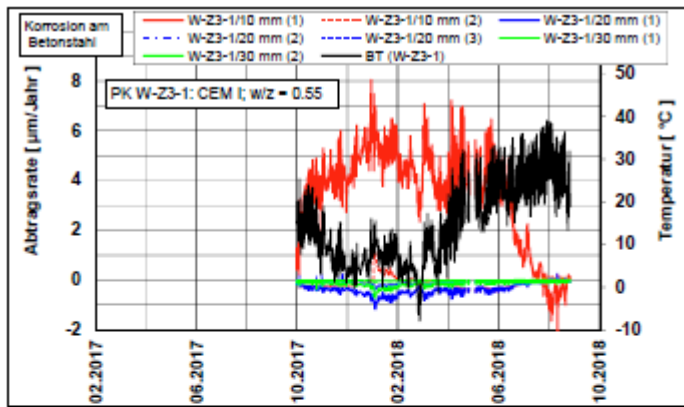
## IV Ergebnisse der Messungen an den Prüfkörpern Serie 2016

### IV.1 Kontinuierliche Messungen an den Prüfkörpern

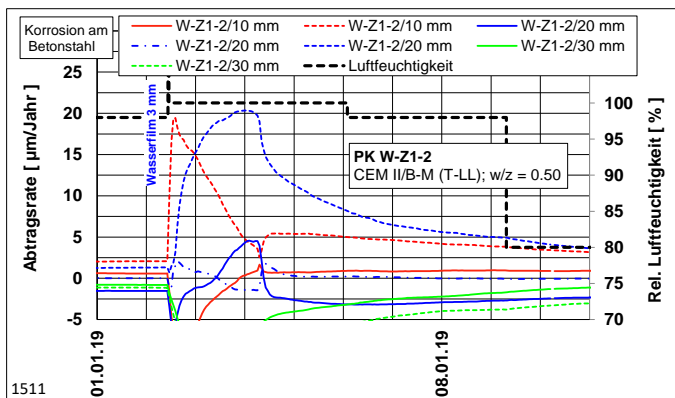
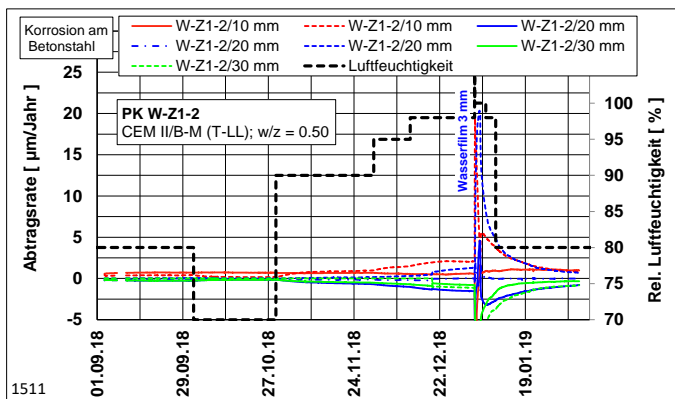
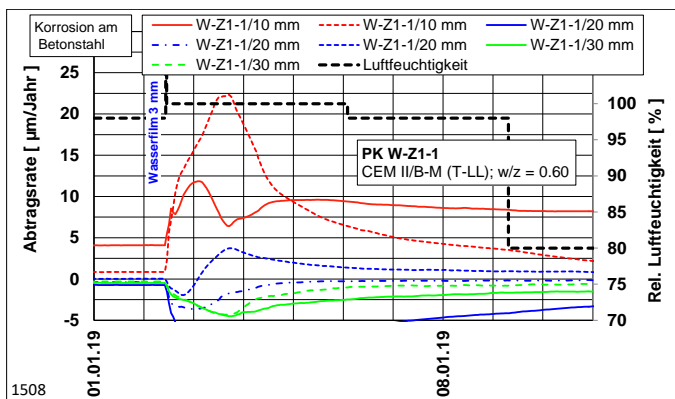
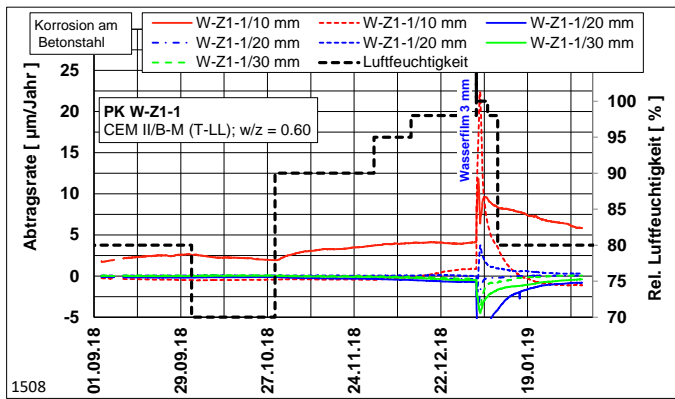
#### IV.1.1 Abtragsrate ME-IIa im Stevenson-Screen

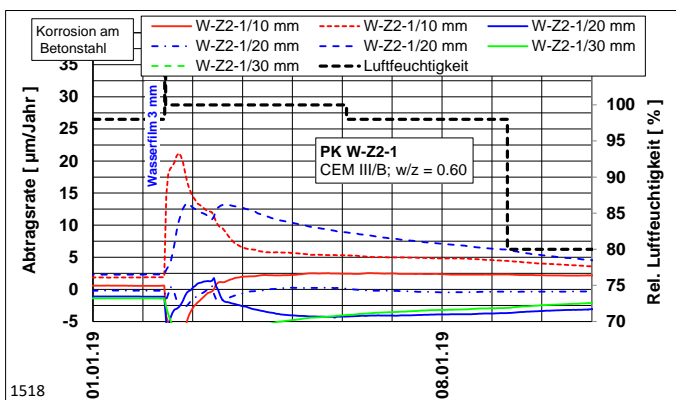
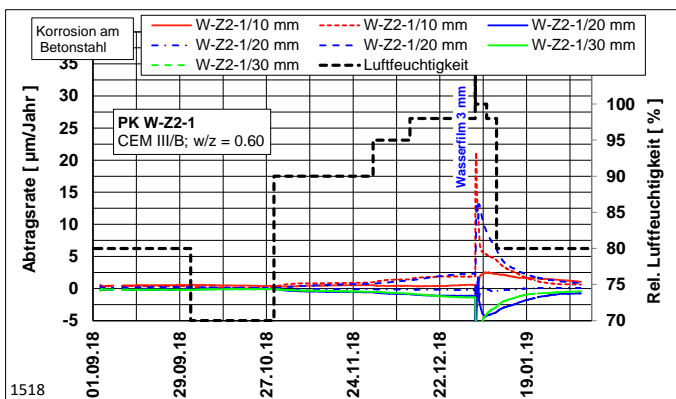
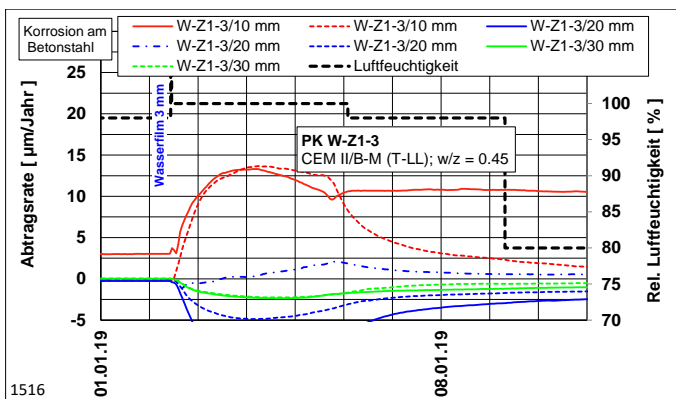
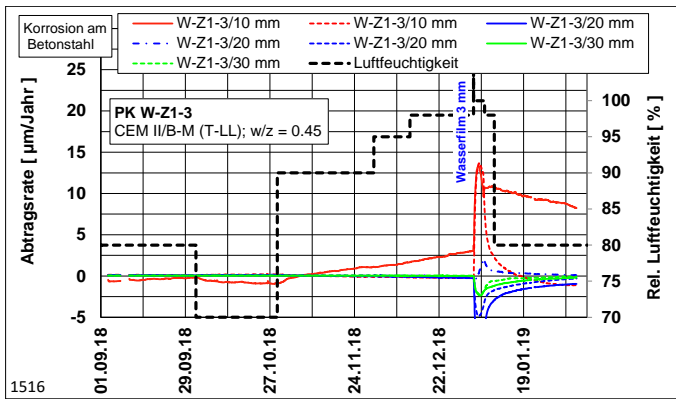


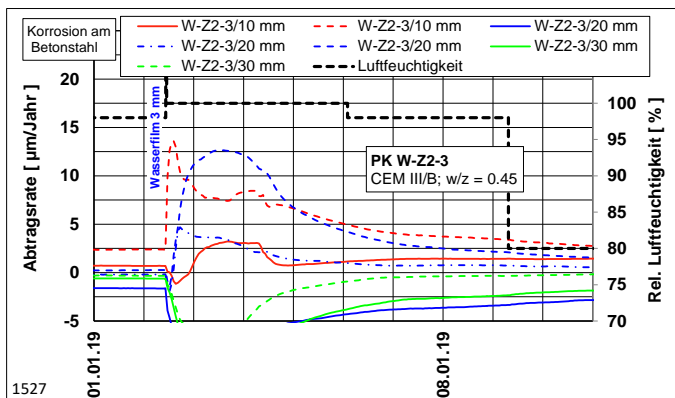
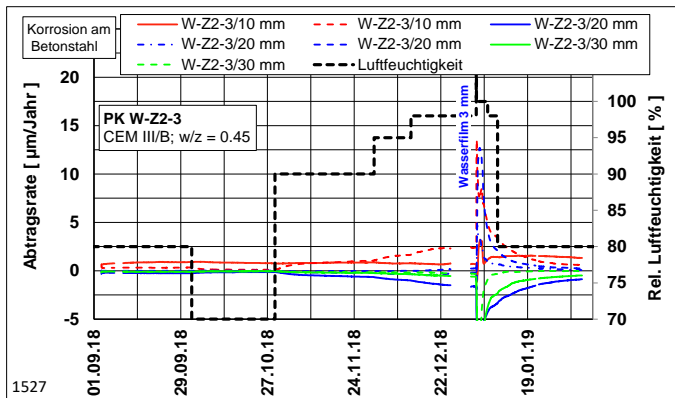
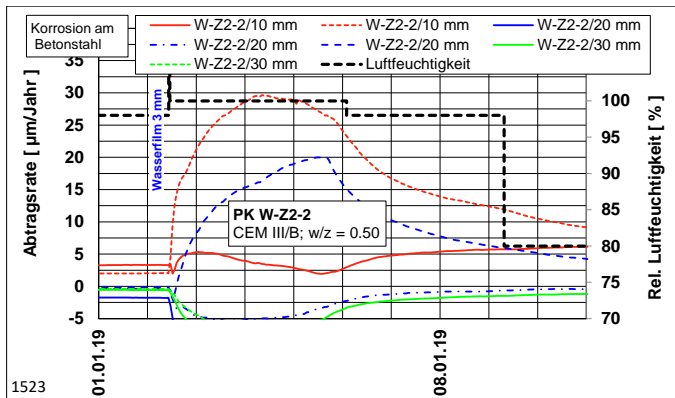
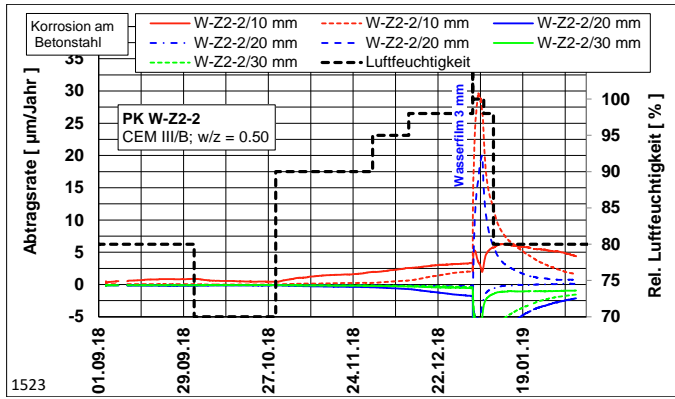


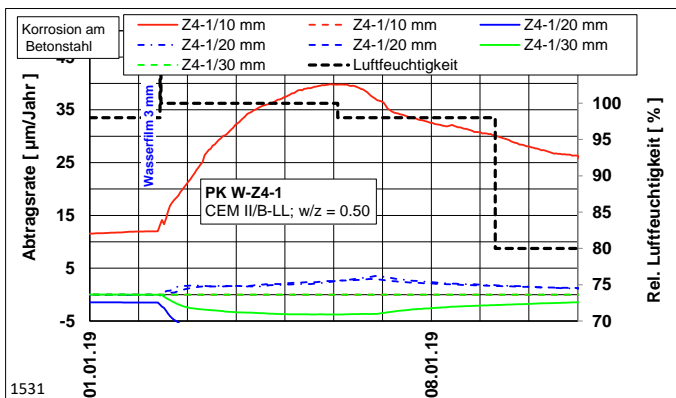
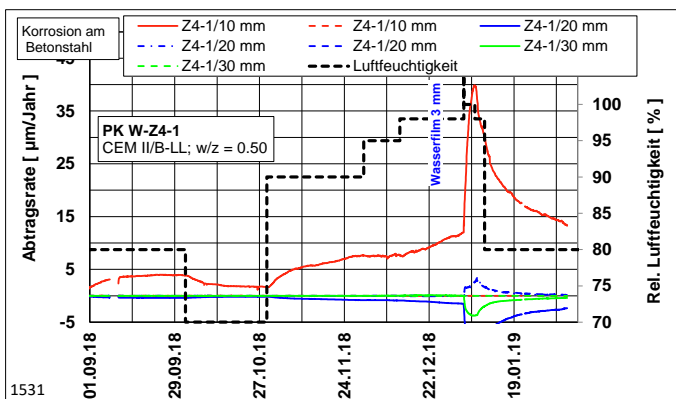
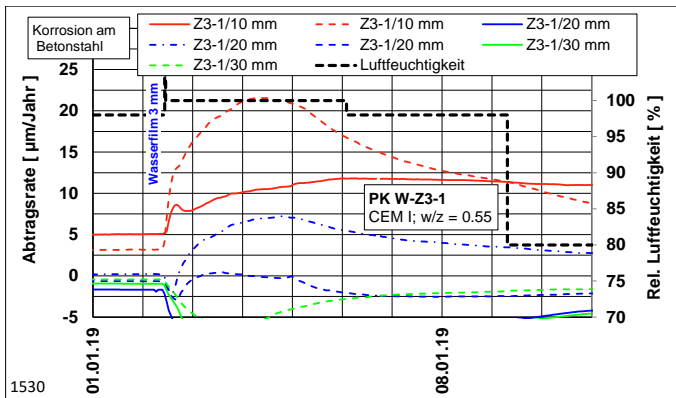
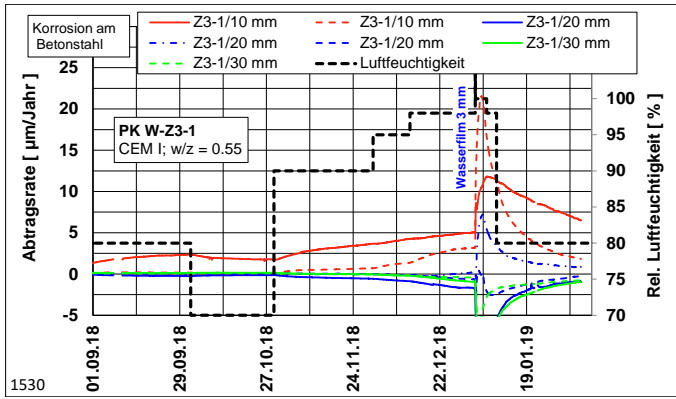


### IV.1.2 Abtragsrate ME-IIa im Klimaschrank









**Tab. 12** Abtragsraten ME-IIa von Prüfkörper W-Z1-1 im Klimaschrank (Temperatur: 20 °C).

Stab Nr.	Überdeckung, mm	Abtragsrate, µm/Jahr					
		70% RL	80% RL	90% RL	95% RL	98% RL	100% RL
1	10	1.9	2.6	3.7	4.0	4.1	11.9
2	10	-0.4	-0.5	-0.5	-0.2	0.9	22.3
3	20	-0.1	-0.2	-0.3	-0.5	-0.7	-1.5
4	20	0.0	0.0	-0.1	-0.2	-0.4	-0.3
5	20	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	3.7
6	30	0.0	0.0	-0.1	-0.2	-0.5	-0.9
7	30	0.1	0.1	0.0	-0.1	-0.3	-0.7

**Tab. 13** Abtragsraten ME-IIa von Prüfkörper W-Z1-2 im Klimaschrank (Temperatur: 20 °C).

Stab Nr.	Überdeckung, mm	Abtragsrate, µm/Jahr					
		70% RL	80% RL	90% RL	95% RL	98% RL	100% RL
1	10	0.7	0.7	0.7	0.6	0.6	-1.6
2	10	0.2	0.4	1.0	1.5	2.1	8.6
3	20	-0.1	-0.3	-0.7	-1.0	-1.5	-0.6
4	20	0.0	-0.1	-0.1	-0.2	0.0	0.2
5	20	0.0	0.0	0.2	0.3	1.3	14.6
6	30	-0.2	-0.3	-0.5	-0.7	-0.8	-6.0
7	30	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.1	-11.2

**Tab. 14** Abtragsraten ME-IIa von Prüfkörper W-Z1-3 im Klimaschrank (Temperatur: 20 °C).

Stab Nr.	Überdeckung, mm	Abtragsrate, µm/Jahr					
		70% RL	80% RL	90% RL	95% RL	98% RL	100% RL
1	10	-0.9	-0.2	1.1	1.6	3.0	11.3
2	10	0.2	0.1	-0.1	-0.2	-0.2	11.2
3	20	0.1	0.1	0.0	-0.1	-0.3	-8.1
4	20	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.3
5	20	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	-3.9
6	30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.9
7	30	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	-1.8



**Tab. 15** Abtragsraten ME-IIa von Prüfkörper W-Z2-1 im Klimaschrank (Temperatur: 20 °C).

Stab Nr.	Überdeckung, mm	Abtragsrate, µm/Jahr					
		70% RL	80% RL	90% RL	95% RL	98% RL	100% RL
1	10	0.4	0.5	0.5	0.4	0.6	0.0
2	10	0.1	0.4	0.9	1.4	1.9	9.6
3	20	-0.1	-0.2	-0.6	-0.9	-1.1	-2.4
4	20	0.0	0.0	-0.1	-0.2	-0.2	-0.6
5	20	0.1	0.2	0.8	1.2	2.3	11.1
6	30	-0.1	-0.2	-0.5	-0.8	-1.4	-6.7
7	30	-0.1	-0.2	-0.4	-0.6	-1.0	-4.7

**Tab. 16** Abtragsraten ME-IIa von Prüfkörper W-Z2-2 im Klimaschrank (Temperatur: 20 °C).

Stab Nr.	Überdeckung, mm	Abtragsrate, µm/Jahr					
		70% RL	80% RL	90% RL	95% RL	98% RL	100% RL
1	10	0.4	0.9	1.9	2.5	3.3	3.9
2	10	0.0	0.0	0.2	0.6	2.0	25.4
3	20	-0.1	-0.2	-0.4	-0.7	-1.8	-18.7
4	20	-0.1	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-4.6
5	20	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.2	13.4
6	30	-0.1	-0.1	-0.2	-0.3	-0.6	-6.5
7	30	-0.1	-0.1	-0.2	-0.2	-0.4	-8.6

**Tab. 17** Abtragsraten ME-IIa von Prüfkörper W-Z2-3 im Klimaschrank (Temperatur: 20 °C).

Stab Nr.	Überdeckung, mm	Abtragsrate, µm/Jahr					
		70% RL	80% RL	90% RL	95% RL	98% RL	100% RL
1	10	0.8	0.9	0.9	0.8	0.7	1.6
2	10	0.1	0.3	1.0	1.6	2.4	8.0
3	20	-0.1	-0.3	-0.6	-1.0	-1.6	-6.2
4	20	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.2	2.4
5	20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3	9.2
6	30	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.6	-7.3
7	30	-0.1	-0.1	-0.2	-0.2	-0.3	-4.1

**Tab. 18** Abtragsraten ME-IIa von Prüfkörper W-Z3-1 im Klimaschrank (Temperatur: 20 °C).

Stab Nr.	Überdeckung, mm	Abtragsrate, $\mu\text{m}/\text{Jahr}$					
		70% RL	80% RL	90% RL	95% RL	98% RL	100% RL
1	10	1.8	2.3	3.6	4.2	5.1	9.6
2	10	0.0	0.2	0.7	1.3	3.2	18.7
3	20	-0.1	-0.3	-0.6	-0.9	-1.7	-8.4
4	20	0.1	0.1	0.0	-0.1	0.2	5.0
5	20	0.1	0.1	0.0	-0.1	-0.6	-0.4
6	30	0.2	0.1	0.0	-0.2	-1.0	-9.0
7	30	0.1	0.1	-0.1	-0.2	-0.4	-4.7

**Tab. 19** Abtragsraten ME-IIa von Prüfkörper W-Z4-1 im Klimaschrank (Temperatur: 20 °C).

Stab Nr.	Überdeckung, mm	Abtragsrate, $\mu\text{m}/\text{Jahr}$					
		70% RL	80% RL	90% RL	95% RL	98% RL	100% RL
1	10	1.7	3.9	7.6	7.7	11.9	29.5
2	10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	20	-0.2	-0.4	-0.8	-0.9	-1.5	-9.4
4	20	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.1	1.6
5	20	0.0	0.0	0.0	-0.1	0.0	1.5
6	30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-2.9
7	30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

## Glossar

Begriff	Bedeutung
BS	normaler Betonstahl
BT	Betontemperatur
CEN	Europäisches Komitee für Normung (CEN)
CSIC	Higher Council for Scientific Research. Institute of Construction Sciences "Eduardo Torroja"
d	Karbonatisierungstiefe
$d_{\bar{u}}$	Bewehrungsüberdeckung
Eigenkorrosion, E	Korrosion beim Korrosionspotenzial, d.h. ohne Einwirkung von Fremdkathoden
FA	Flugasche
HS	Hüttensandmehl
IfB	Institut für Baustoffe der ETH Zürich
K	Karbonatisierungskoeffizient
$K_N$	Karbonatisierungskoeffizient bei natürlichen CO <sub>2</sub> -Gehalten
$K_{SN}$	Karbonatisierungskoeffizient bei erhöhten CO <sub>2</sub> -Gehalten (z.B. Schnellkarbonatisierungsprüfung), umgerechnet auf den Referenzwert für natürliche CO <sub>2</sub> -Gehalte
LT	Lufttemperatur
ME	Makroelement
Makroelementkorrosion	Korrosion verursacht durch zusätzlich kathodisch wirkenden Stahloberflächen (Fremdkathode). Das Korrosionspotenzial der Anode wird in die positive Richtung verschoben.
ME-I	Makroelementstrommessungen (Handmessungen) zwischen den einzelnen sich gegenüber liegenden Stahlstäben, z.B. 1-G, 2-F etc. Siehe <b>Abb. 20</b> und <b>Abb. 24</b> .
ME-IIa	Makroelementstrommessungen (kontinuierliche Messungen) zwischen den einzelnen Betonstahlstäben und allen elektrisch verbundenen nichtrostenden Stahlstäben auf der gegenüber liegenden Seite als Kathode. Siehe <b>Abb. 68</b> .
ME-IIb	Makroelementmessungen (kontinuierliche Messungen) zwischen den einzelnen sich gegenüber liegenden Stahlstäben in den abgetrennten Einzelscheiben. Siehe <b>Abb. 68</b> .
NiRo	Nichtrostender Stahl
PK	bewehrte Prüfkörper
RL	Relative Luftfeuchtigkeit
SC	Stevenson-Screen, Behälter für die unbewitterte Exposition bzw. Auslagerung von Betonprüfkörpern
SN	Schweizer Norm (SN)
VSS	Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS)

## Literaturverzeichnis

- 
- Alonso 1995 M.C. Alonso, C. Andrade, J. Fariña, Galvanic corrosion of steel in concrete, *Material Science Forum* Vols. 192-194, 1995, p. 899-906.
- 
- Alonso 1998 C. Alonso, C. Andrade, J. Rodriguez, J.M. Díez, Factors controlling cracking of concrete affected by reinforcement corrosion, *Materials and Structures*, Vol. 31, 1998, p. 435-441.
- 
- Andrade 1988 C. Andrade, M. C. Alonso, J. A. Gonzales, An initial effort to use the corrosion rate measurements for estimating rebar durability, *Symposium on Corrosion rate of reinforcement in concrete*, ASTM, Baltimore, USA, 29, 1988.
- 
- Andrade 1991 C. Andrade, Letter to T. Harrison, 23.07.1991. Personal communication. Ähnliche Werte sind in Fig. 5.9 (Seite 88) in [Bertonlini 2004] aufgeführt.
- 
- Andrade 1992a, C. Andrade, I.R. Maribona, S. Feliu and J.A. Gonzalez, Macrocell versus microcell corrosion of reinforcement placed in parallel, *Corrosion* 1992, Paper No. 194.
- 
- Andrade 1992b C. Andrade, I.R. Maribona, S. Feliu, J.A. González and S. Feliu, The effect of macrocells between active and passive areas of steel reinforcements, *Corrosion Science*, Vol. 33, No. 2, p. 237-249.
- 
- Andrade 2008 C. Andrade, P. Garcés and I. Martinez, Galvanic currents and corrosion rates of reinforcements measured in cells simulating different pitting areas caused by chloride attack in sodium hydroxide, *Corrosion Science*, Vol. 50, 2008, p. 2959-2964.
- 
- Andrade 2004 C. Andrade and C. Alonso, Test methods for on-site corrosion rate measurement of steel reinforcement in concrete by means of the polarization resistance method, RILEM TC 154-EMC "Electrochemical Techniques for Measuring Metallic Corrosion", Recommendations, *Materials and Structures*, Vol. 37, November 2004, pp 623-643.
- 
- Angst 2015 U. Angst und M. Büchler, Optimierung und Validierung von Verfahren zur Bestimmung der Korrosionsgeschwindigkeit in Stahlbeton, *Forschungsprojekt AGB2012/013 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht Nr. 670*, 2015.
- 
- Angst 2017 U.M. Angst, M.R. Geiker, A. Michel, C. Gehlen, H. Wong, O.B. Isgor, B. Elsener, C.M. Hansson, R. François, K. Hornbostel, R. Polder, M.C. Alonso, M. Sanchez, M.J. Correia, M. Criado, A. Sagüés, N. Buenfeld, The steel–concrete interface, *Mater. Struct.*, Vol 50 (2), 2017, 143.
- 
- Bertonlini 2004 L. Bertonlini, B. Elsener, P. Pedferri and R. Polder, *Corrosion of Steel in Concrete – Prevention, Diagnosis and Repair*, Wiley-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA, Weinheim, 2004.
- 
- Bohner 2012 E. Bohner, Prognosemodell für die Rissbildung infolge Bewehrungskorrosion, in: *Baustoffe und Betonbau – Lehren, Forschen, Prüfen, Anwenden, Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller*, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, MPA Karlsruhe, Karlsruher Institut für Technologie (KIT) KIT Scientific Publishing, 2012, S. 87-104.
- 
- Broomfield 2007 J.P. Broomfield, *Corrosion of steel in concrete – Understanding, investigation and repair*, 2nd Edition, Taylor and Francis, Abingdon, Oxon/UK.
- 
- Brunner 2017 D. Brunner, S. Henne, T. Berhanu, N. Buchmann, E. Davin, W. Eugster, N. Gruber, M. Leuenberger, Y. Liu, B. Oney, E. Satar, S. Seneviratne and L. Emmenegger, Measurements and modelling of CO<sub>2</sub> in Switzerland: The CarboCount-CH project, Poster Presentation, Theme 1.2: The Contemporary Carbon Cycle - Emerging Approaches and Novel Observation Techniques, 10th International Carbon Dioxide Conference, 21-25 August 2017, Interlaken, Switzerland.
- 
- CB 1988 Schnellverfahren zur Beurteilung der Betonkarbonatisierung, *Cementulletin*, Vol. 56, Nr. 8, August 1988.
- 
- CEN 2018a prEN 12390-12 Prüfung von Festbeton - Teil 12: Bestimmung des Karbonatisierungswiderstandes von Beton: Beschleunigte Prüfung, Entwurf Mai 2018.
- 
- CEN 2018b FprEN 12390-10 Prüfung von Festbeton - Teil 10: Bestimmung des Karbonatisierungswiderstandes von Beton bei atmosphärischer Konzentration von Kohlendioxid, Entwurf Juli 2018.
- 
- de Fre 1994 R. de Fre, P. Bruynseraede and J.G. Kretschmar, Air pollution measurements in traffic tunnels, *Environmental Health Perspectives*, Volume 102, Supplement 4, October 1994, p. 31-37.
- 
- Drouet 2010 E. Drouet, Impact de la température sur la carbonatation des matériaux cimentaires : prise en compte des transferts hydriques, *École normale supérieure de Cachan*, 2010.
- 
- Elgalhud 2017 A.A. Elgalhud, R.K. Dhir and G.S. Ghataora, Carbonation resistance of concrete: limestone addition effect, *Magazine of Concrete Research*, 69(2), 2017, p. 84–106
- 
- EMPA 2017 R. Klosce, Carbosense 4D – Landesweite CO<sub>2</sub>-Datenanalyse, *Empa Communication*, 07.12.2017, <http://www.nano-tera.ch/projects/491.php>.
- 
- Femenias 2018 Y. Femenias, U. Angst, B. Elsener, Monitoring pH in corrosion engineering by means of thermally produced iridium oxide electrodes, *Materials and Corrosion* 69, 2018, p. 76–88).
- 
- Fischer 2012 Ch. Fischer, Auswirkungen der Bewehrungskorrosion auf den Verbund zwischen Stahl und Beton, *Diss. TU Stuttgart*, 2012.
-

Gehlen 2000	Ch. Gehlen, Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken- Zuverlässigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion, Diss. RWTH Aachen, 2000.
Geller 2005	M. Geller, S.B. Sardar, H. Phuleria, Ph.M. Fine and C. Sioutas, Measurements of particle number and mass concentrations and size distributions in a tunnel environment, Environ. Sci. Technol., 2005, 39, p. 8653-8663.
George 2007	K. George, L.H. Ziska, J.A. Bunce and B. Quebedeaux, Elevated atmospheric CO <sub>2</sub> concentration and temperature across an urban-rural transect, Atmospheric Environment, 41, 2007, p. 7654-7665.
Greve-Dierfeld 2015	S. von Greve-Dierfeld, Bemessungsregeln zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit XC-exponierter Stahlbetonbauteile, Dissertation TU München, 2015.
Greve-Dierfeld 2016a	S. von Greve-Dierfeld, und Ch. Gehlen, Performance based durability design, carbonation – Part 1 – Benchmarking of European present design rules. Structural Concrete, 2016, Vol. 17, Issue 3, p. 309-328.
Greve-Dierfeld 2016b	S. von Greve-Dierfeld, und Ch. Gehlen, Performance-based durability design, carbonation – Part 2 – Classification of concrete, Structural Concrete, 2016, Vol. 17, Issue 4, p. 523-532.
Greve-Dierfeld 2016c	S. von Greve-Dierfeld, und Ch. Gehlen, Performance-based durability design, carbonation – Part 3: PSF approach and a proposal for the revision of deemed-to-satisfy rules, Structural Concrete, 2016, Vol. 17, Issue 5, p. 718-728.
Greve-Dierfeld 2019	S. von Greve-Dierfeld und F. Hunkeler, On the effect of moisture conditions on carbonation progress, International Journal of Engineering Inventions. Submitted 2018.
Henninger 2007	S. Henninger and W. Kuttler, Mobile measurements of carbon dioxide within the urban canopy layer of Essen, Germany, Climate Research, 2007, Download 10.9.2013.
Hornbostel 2013	K. Hornbostel, C.K. Larsen and MR. Geiker, Relationship between concrete resistivity and corrosion rate - A literature review. Cement & Concrete Composites 39 (2013), p. 60-72.
Hornbostel 2016	K. Hornbostel, B. Elseneer, U. Angst, C.K. Larsen and MR. Geiker, Limitations of the use of concrete bulk resistivity as an indicator for the rate of chloride-induced macro-cell corrosion, Structural Concrete, 18, 2017, p. 326-333.
Hunkeler 1994	F. Hunkeler, Grundlagen der Korrosion und der Potentialmessung bei Stahlbetonbauwerken, Eidg. Verkehrs- und Energiewirtschaftsdepartement, Bundesamt für Strassen, FA 86/90, Bericht VSS Nr. 510, Mai 1994; <a href="http://www.tfb.ch/de/Publikationen/Publikationsliste.html">http://www.tfb.ch/de/Publikationen/Publikationsliste.html</a> .
Hunkeler 1998	F. Hunkeler, Einfluss der Betonqualität auf den Chlorid- und Karbonatisierungswiderstand, Veranstaltung TFB 974761/62 „Dauerhafte Betonbauwerke – unser Ziel“, 18.02.1998 und 13.05.1998.
Hunkeler 2005	F. Hunkeler, Corrosion in reinforced concrete structures: Processes and mechanism in: Corrosion in concrete structures, Ed. H. Böhni, Woodhead Publishing Ltd., Abington, Cambridge, UK, 2005, p. 1-45.
Hunkeler 2006	F. Hunkeler, B. Mühlhan und H. Ungricht, Risiko von Betonabplatzungen infolge Bewehrungskorrosion, UVEK/ASTRA, AGB 2002/015, Bericht VSS Nr. 603, Oktober 2006.
Hunkeler 2012a	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.
Hunkeler 2012b	F. Hunkeler und L. Lammar, Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand von Betonen. Forschungsauftrag AGB 2008/012 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB), Bericht VSS Nr. 649, November 2012.
Hunkeler 2013a	F. Hunkeler und U. Schultheis, U 113002, Karbonatisierung von Hochbaubetonen, Projekt cemsuisse 201103, 5.9.2013, unveröffentlicht.
Hunkeler 2013b	F. Hunkeler, B. Mühlhan und Y. Schiegg, U 883006, Alkalität von Kompositzementen – Ergänzende langfristige Untersuchungen zur Karbonatisierung und Korrosion (Fortsetzung ZS3); Projekt cemsuisse 200804, 9.9.2013, unveröffentlicht.
Hunkeler 2014	F. Hunkeler, Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand von Beton. Tagung „Neues aus der Brückenforschung“, Olten 13.03.2014.
Hunkeler 2016	F. Hunkeler, Swiss requirements for the carbonation resistance of concrete for the exposure classes XC3, XC4 and XD1. 9th International Concrete Conference 2016, Environment, Efficiency and Economic Challenges for Concrete, 4-6 July 2016 Dundee, Scotland, UK, Ed. M R Jones et al., University of Dundee – Concrete Technology Unit, 2016.
Jacobs 2018	F. Jacobs, F. Hunkeler und B. Mühlhan, Prüfung und Bewertung der Betonqualität am Bauwerk, Forschungsprojekt der Arbeitsgruppe Brückenforschung AGB 2014/008, Bericht VSS Nr. 691, Juli 2018.
Kirchstetter 1999	Th.W. Kirchstetter, R.A. Harley, N.M. Kreisberg, M.R. Stolzenburg, S.V. Hering, On-road measurement of fine particle and nitrogen oxide emissions from light- and heavy-duty motor vehicles, Atmospheric Environment, Volume 33, Issue 18, August 1999, p. 2955-2968.
Köliö 2014	A. Köliö, T.A. Pakkala, P.J. Annala, J. Lahdensivu, M. Pentti, Possibilities to validate design models for corrosion in carbonated concrete using condition assessment data. Engineering Structures, 75, 2014, p. 539-549.
Köliö 2015	A. Köliö, M. Honkanen, J. Lahdensivu, M. Vippola, M. Pentti, Corrosion products of carbonation induced corrosion in existing reinforced concrete facades, Cement and Concrete Research, 78, 2015, p. 200-207.

Köliö 2016a	A. Köliö, P. Niemelä, J. Lahdensivu, Evaluation of a carbonation model for existing concrete facades and balconies by consecutive field measurements. <i>Cement and Concrete Composites</i> , 65, 2016, p. 29-40.
Köliö 2016b	A. Köliö, Propagation of carbonation induced reinforcement corrosion in existing concrete facades exposed to the Finnish climate. Diss. Tampere University of Technology. Publication; Vol. 1399, 2016.
Köliö 2017a	A. Köliö, H. Hohti, T. Pakkala, A. Laukkarinen, J. Lahdensivu, J. Mattila, M. Pentti, The corrosion rate in reinforced concrete facades exposed to outdoor environment, <i>Materials and Structures</i> , 50, 2017, 23
Köliö 2017b	A. Köliö, J. Lahdensivu, M. Pentti, The Role of the Active Corrosion Phase in the Service Life of Concrete Facades Exposed to Nordic Climate, <i>Nordic Concrete Research</i> , Publication No. 56 1/2017, Stockholm, June 2017.
Langford 1987	P. Langford and J. Broomfield, Monitoring the Corrosion of Reinforcing Steel, <i>Construction Repair</i> , 1, 1987, Nr. 2, S. 32-36.
Leemann 2014	A. Leemann und P. Nygaard, Zusammenhang zwischen Karbonatisierungswiderstand, CO <sub>2</sub> -Pufferkapazität und Diffusivität von Mischzementen, cemsuisse-Projekt 201207, , 2014.
Leemann 2016a	A. Leemann und R. Loser, Karbonatisierungswiderstand von Recyclingbeton, cemsuisse-Projekt 201405, Schlussbericht, 2016.
Leemann 2016b	A. Leemann and F. Hunkeler, Carbonation of concrete: assessing the CO <sub>2</sub> -uptake, Report cemsuisse, 2016. <a href="http://www.cemsuisse.ch/cemsuisse/forschung/forschungsberichte/berichte_2016/index.html?lang=de">http://www.cemsuisse.ch/cemsuisse/forschung/forschungsberichte/berichte_2016/index.html?lang=de</a>
Leemann 2017a	A. Leemann and F. Moro, Carbonation of concrete: the role of CO <sub>2</sub> concentration, relative humidity and CO <sub>2</sub> buffer capacity, <i>Materials and Structures</i> , 2017, DOI 10.1617/s11527-016-0917-2
Leemann 2017b	A. Leemann, H. Pahlke and F. Winnefeld, Carbonation resistance of mortar produced with alternative cements, ICCCM, Montreal, 2017
Leemann 2018	A. Leemann, F. Hunkeler and Heiner Widmer, Assessing the CO <sub>2</sub> -binding of concrete during its service life, SynerCrete'18 International Conference on Interdisciplinary Approaches for Cement-based Materials and Structural Concrete 24-26 October 2018, Funchal, Madeira Island, Portugal.
Lollini 2012	F. Lollini, E. Redaelli and L. Bertolini, Analysis of the parameters affecting probabilistic predictions of initiation time for carbonation-induced corrosion of reinforced concrete structures, <i>Materials and Corrosion</i> , Vol. 63, 2012, No. 12, p. 1059-1068.
Lye 2015	C.-Q. Lye, R.K. Dhir and G.S. Ghataora, Carbonation resistance of fly ash concrete, <i>Magazine of Concrete Research</i> , 67(21), 2015, p. 1150-1178.
Lye 2016	C.-Q. Lye and R.K. Dhir, Carbonation resistance of GGBS concrete, <i>Magazine of Concrete Research</i> , 68(18), 2016, p. 936-969.
Menzel 1988	K. Menzel, Karbonatisierungszellen - Ein Beitrag zur Korrosion von Stahl in karbonatisiertem Beton, <i>Werkstoffe und Korrosion</i> 39, 1988, S 123-129.
Müller 2012	H.S. Müller und E. Böhner, Rissbildung infolge Bewehrungskorrosion in: Dauerhaftigkeitsbemessung von Stahlbetonbauteilen auf Bewehrungskorrosion, Teil 2: Dauerhaftigkeitsbemessung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 602, 2012. Seite 1-45.
Nygaard 2009	P.V. Nygaard, M.R. Geiker and B. Elsener, Corrosion rate of steel in concrete: evaluation of confinement techniques for on-site corrosion rate measurements, <i>Materials and Structures</i> , 42, 2009, p. 1059-1076.
Nygaard 2012	P.V. Nygaard and M.R. Geiker, Measuring the corrosion rate of steel in concrete - effect of measurement technique, polarisation time and current, <i>Materials and Corrosion</i> 2012, 63, No. 3, p. 200-2014.
Oney 2015	B. Oney, S. Henne, N. Gruber, M. Leuenberger, I. Bamberger, W. Eugster, and D. Brunner, The CarboCount CH sites: characterization of a dense greenhouse gas observation network, <i>Atmos. Chem. Phys.</i> , 15, 2015, p. 11147-11164.
Otieno 2019	M. Otieno, J. Ikotun and Y. Ballim, Experimental investigations on the influence of cover depth and concrete quality on time to cover cracking due to carbonation-induced corrosion of steel in RC structures in an urban, inland environment, <i>Construction and Building Materials</i> , Vol. 198, 2019, p. 172-181.
Parrott 1990	L.J. Parrott, Damage caused by carbonation of reinforced concrete, <i>Materials and Structures/Matériaux et Constructions</i> , 1990, 23, p. 230-234.
Pedrosa 2017	F. Pedrosa and C. Andrade, Corrosion induced cracking: Effect of different corrosion rates on crack width evolution, <i>Construction and Building Materials</i> , Vol. 133, 2017, p. 525-533.
Revert 2018	A.B. Revert, Reinforcement corrosion in carbonated fly ash concrete, Doctoral theses at Norwegian University of Science and Technology (NTNU), 2018:230.
Revert 2019	A.B. Revert, K. Hornbostel, K. De Weerd and M.R. Geiker, Macrocell corrosion in carbonated Portland and Portland-fly ash concrete - Contribution and mechanism, <i>Cement and Concrete Research</i> 116 (2019) 273-283.
Sachsen 2008	CO <sub>2</sub> -Konzentrationen an der Landesmessstation auf dem Brocken 2000-2008, Landesamt für Umweltschutz Sachsen-Anhalt, Fachinformation Nr. 2/2008.
Schiegg 2002	Y. Schiegg, Online-monitoring zur Erfassung der Korrosion der Bewehrung von Stahlbetonbauten, Diss. ETH Nr. 14583, 2002.

SIA 2013a	SIA 262/1 „Betonbau – Ergänzende Festlegungen“, Ausgabe 2013, SIA, Zürich.
SIA 2013b	Merkblatt SIA 2006, Planung, Durchführung und Interpretation der Potenzialmessung an Stahlbetonbauten, 2013.
SIA 2018	SN EN 206:2013+A1:2016, Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, Ausgabe 2018, SIA, Zürich.
Segui 2017	Y. Segui Femenias, U. Angst, B. Elsener, pH-monitoring in mortar with thermally-oxidized iridium electrodes, RILEM Technical Letters, 2017, 2, p. 59–66.
Stefanoni 2016	M. Stefanoni, U. Angst and B. Elsener, Innovative sample design for corrosion rate measurements in carbonated blended concrete, International Concrete Sustainability Conference, Washington DC, USA, 2016.
Stefanoni 2017a	M. Stefanoni, U. Angst and B. Elsener, A new setup for rapid durability screening of new blended cements, 2nd Concrete Innovation Conference, Trosmo, Norway, 2017.
Stefanoni 2017b	M. Stefanoni, U. Angst and B. Elsener, Relative importance of corrosion rate and exposure condition on the practical use of new environmentally friendly binders, 1st International Conference on Construction Materials for Sustainable Future, 19-21 April 2017, Zadar, Croatia.
Stefanoni 2018a	M. Stefanoni, U. Angst and B. Elsener, Corrosion rate of carbon steel in carbonated concrete – A critical review, Cement and Concrete Research, 103, 2018, p. 35–48.
Stefanoni 2018b	M. Stefanoni, U. Angst and B. Elsener, Electrochemistry and capillary condensation theory reveal the mechanism of corrosion in dense porous media, Scientific Report, 2018, 8:7407.
Sydney 2003	M5 East tunnels air quality monitoring project, South Eastern Sydney Public Health Unit & NSW Department of Health, Report July 2003.
Travnicek 2011	W. Travnicek, St. Jacobi und M. Schmitt, 15 Jahre CO <sub>2</sub> -Messung in Hessen, Hessisches Landesamt für Umwelt und Geologie, Jahresbericht 2011.
Tutti 1980	K. Tutti, Service life of structure with regard to corrosion of embedded steel in: Performance of concrete in marine environment, ACI SP-65, 1980, p. 223-236.
Uglietti 2009	Ch. Uglietti, Understanding the carbon cycle through atmospheric carbon dioxide and oxygen observations, Philosophisch-naturwissenschaftlichen Fakultät der Universität Bern, Abteilung für Klima und Umweltphysik Physikalisches Institut der Universität Bern, Diss. 2009.
Ungricht 2004	H. Ungricht, Wasserhaushalt und Chlorideintrag in Beton – Einfluss der Exposition und der Betonzusammensetzung, Diss. ETH Nr. 15758, 2004.
Warkus 2010	J. Warkus and M. Raupach, Modelling of reinforced corrosion – geometrical effects on macrocell corrosion, Materials and Corrosion, 2010, 61, No. 6, p. 494-504.
Warkus 2012	J. Warkus, Einfluss der Bauteilgeometrie auf die Korrosionsgeschwindigkeit von Stahl in Beton bei Makroelementbildung, Diss. RWTH Aachen, 2012.





# 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

Version vom 09.10.2013

### Formular Nr. 3: Projektabschluss

erstellt / geändert am: 27.02.2019 / 19.03.2019

#### Grunddaten

Projekt-Nr.: AGB 2013/005  
 Projekttitel: Korrosionsgeschwindigkeit der Bewehrung im karbonatisierten Beton  
 Enddatum: 21.03.2019

#### Texte

Zusammenfassung der Projektergebnisse:

Im Rahmen dieses Forschungsprojektes wurden drei für die Karbonatisierung von Beton und die Korrosion der Bewehrung im karbonatisierten Beton wichtigen Einflüsse untersucht:

- CO<sub>2</sub>-Gehalt der Luft in der Schweiz (drei Auslagerungsorte und zwei Strassentunnels).
- Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit (RL) auf den Karbonatisierungskoeffizienten (KK) und auf den zeitlichen Verlauf der Karbonatisierung unter unbewitterten Expositionsbedingungen bei verschiedenen Betonen (Zementart, w/z-Wert).
- Einfluss der RL auf die Korrosionsgeschwindigkeit der Bewehrung in verschiedenen Betonen (Zementart, w/z-Wert).

Die durchgeführten Labor- und Felduntersuchungen führten zu den folgenden Erkenntnissen:

- Der mittlere CO<sub>2</sub>-Gehalt in der normalen Umgebungsluft liegt in vielen Fällen deutlich über 400 ppm, in dem Strassentunnels Belchen bei 600 ppm und Gotthard bei 1200 ppm.
- Nicht nur bei den Laborversuchen, sondern auch bei der unbewitterten Auslagerung (Expositionsklasse XC3) ist der KK abhängig von der RL. Der zeitliche Verlauf der Karbonatisierung kann bei RL > 60% nicht mehr für alle Betone mit dem  $\sqrt{t}$ -Gesetz (Zeitexponent  $b = 0.50$ ) beschrieben werden. Im Mittelland liegt der  $b$ -Wert um 0.40, in den trockeneren Regionen (z.B. Wallis) um 0.45. Die gemäss SIA 262/1 ermittelten Karbonatisierungskoeffizienten können basierend auf den vorliegenden Ergebnissen für die Modellierung verwendet werden.
- Die Korrosionsrate der Bewehrung im karbonatisierten Beton infolge Makroelementkorrosion ist von der Betonfeuchtigkeit bzw. vom elektrischen Betonwiderstand abhängig. Bei der hier verwendeten Makroelementkonfiguration und RL  $\leq 95\%$  lagen die mittleren Abtragsraten (ohne Eigenkorrosion) bei allen Expositionsbedingungen (unbewitterte Aussenlagerung, Klimaschrank) unter etwa 3  $\mu\text{m}/\text{Jahr}$ . Bei RL  $\leq 80\%$  ist die mittlere Abtragsrate  $< 2 \mu\text{m}/\text{Jahr}$ , im feucht-nassen Beton dagegen bei fast 20  $\mu\text{m}/\text{Jahr}$ . Die genannten Werte sind abhängig von der Betonzusammensetzung. Der mittlere Variationskoeffizient liegt bei rund 70%.



Schweizerische Eidgenossenschaft  
Confédération suisse  
Confederazione Svizzera  
Confederaziun svizra

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

Zielerreichung:

Die Projektziele konnten mehrheitlich erreicht werden. Teilweise wurden sie übertroffen.

- Die nun vorliegenden Ergebnisse der CO<sub>2</sub>-Messungen an verschiedenen Standorten (und Tunnels) ergeben zusammen mit den Messungen im Rahmen anderer Projekte (CarboCount CH, NABEL) erstmals einen Überblick über die Situation in der Schweiz. Lücken bestehen noch im städtischen Bereich und bei Tunnels.
- Das Vorgehen zur Untersuchungen der Karbonatisierung könnte u.a. auch genutzt werden, um realitätsnahe und ortsabhängige Grenzwerte zu ermitteln. Die Ergebnisse der Untersuchungen erlauben, die Modellierung der Karbonatisierung unter natürlichen zu verbessern.
- Mittels Makroelementen kann die Korrosionsgeschwindigkeit der Bewehrung unter unterschiedlichsten Expositionsbedingungen auf einfache und robuste Art ermittelt werden.

Folgerungen und Empfehlungen:

- Bei der Prüfung des Karbonatisierungswiderstandes gemäss SIA 262/1 sollte der Referenzwert für den CO<sub>2</sub>-Gehalt von heute 400 ppm auf neu 450 ppm erhöht werden. In Strassentunnels kann die Karbonatisierung stark beschleunigt sein.
- Die Anforderungen an Betone für Strassentunnels sollte überprüft werden.
- Die bei diesen Untersuchungen festgestellten geringen Korrosionsraten erlauben, die Korrosionsphase für die Festlegung der Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand für die Expositionsklasse XC3 (unbewittert) zu berücksichtigen. Für die Expositionsklasse XC4 (bewittert) sind dafür die Kenntnisse noch nicht ausreichend. Hier besteht Forschungsbedarf.
- Die noch vorhandenen Prüfkörper können für weitere Forschungsarbeiten genutzt werden (kritischer Korrosionsabtrag für die Bildung von Korrosionssprengissen im Beton, kombinierte Einwirkung von Karbonatisierung und von Chloriden).

Publikationen:

F. Hunkeler, Swiss requirements for the carbonation resistance of concrete for the exposure classes XC3, XC4 and XD1. 9th International Concrete Conference 2016, Environment, Efficiency and Economic Challenges for Concrete, 4-6 July 2016 Dundee, Scotland, UK, Ed. M R Jones et al., University of Dundee – Concrete Technology Unit, 2016.

Drei Publikationen sind in Arbeit.

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: Projektabschluss

#### Beurteilung der Begleitkommission:

##### Beurteilung:

Das breit angelegte Projekt befasste sich mit grundlegenden Aspekten der Karbonatisierung von Beton und der Korrosionsgeschwindigkeit der Bewehrung im karbonatisierten Beton. Die sehr umfangreichen Ergebnisse aus den Labor- und Felduntersuchungen wurden gut dargelegt. Die daraus abgeleiteten Folgerungen und Empfehlung zur Prüfung des Karbonatisierungswiderstandes von Beton, zur Modellierung der Karbonatisierung unter Berücksichtigung der relativen Luftfeuchtigkeit sowie zu den Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand von Betonen für die Expositionsklasse XC3 (Berücksichtigung der Korrosionsphase) und für die trockeneren Gegenden der Schweiz (Wallis, Tessin und Engadin) sowie für den Tunnelbauten (Berücksichtigung der deutlich erhöhten CO<sub>2</sub>-Gehalte) sind nachvollziehbar. Die noch vorhandenen Prüfkörper können für weitere Forschungsarbeiten genutzt werden.

##### Umsetzung:

Die Empfehlung zur Anpassung der SIA 262/1, Anhang I, wie auch zu den Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand von Betonen (Expositionsklasse XC3, trockenere Gegenden der Schweiz) sowie für Tunnelbauten sollten umgesetzt werden. Dies betrifft die Normen SIA 262, SN EN 206 und SIA 198.

Die Vorschläge zur Verbesserung der Modellierung der Karbonatisierung sind wertvoll und können in der Praxis umgesetzt werden. Sie erlauben, präzisere Prognosen der zeitlichen Entwicklung der Karbonatisierung unter verschiedenen Bedingungen als bisher.

##### weitergehender Forschungsbedarf:

Forschungsbedarf besteht vorab bei den folgenden Themen:

- Karbonatisierungs- und Korrosionsgeschwindigkeit bei der Expositionsklasse XC4,
- kritischer Korrosionsabtrag für die Bildung von Korrosionssprengissen im Beton.
- kombinierte Einwirkung von Karbonatisierung und von Chloriden.

##### Einfluss auf Normenwerk:

Bei der Prüfung des Karbonatisierungswiderstandes gemäss SIA 262/1, Anhang I, sollte der Referenzwert für den CO<sub>2</sub>-Gehalt von heute 400 auf neu 450 ppm erhöht werden. Mit der Berücksichtigung der Korrosionsphase können bei der Expositionsklasse XC3 die Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand von Betonen reduziert werden. Die Anforderungen an Betone in den trockeneren Gegenden der Schweiz sowie für den Tunnelbau sollten überprüft werden.

#### Der Präsident/die Präsidentin der Begleitkommission:

Name: Käser

Vorname: Martin

Amt, Firma, Institut: Baudirektion des Kantons Zürich, Tiefbauamt, Abteilung P+R

#### Unterschrift des Präsidenten/der Präsidentin der Begleitkommission:

## Verzeichnis der Berichte der Forschung im Strassenwesen

Das Verzeichnis der in der letzten Zeit publizierten Schlussberichte kann unter [www.astra.admin.ch](http://www.astra.admin.ch) (*Forschung im Strassenwesen --> Downloads --> Formulare*) heruntergeladen werden.