

Aspekte zur Dauerhaftigkeit von Stahlbetontragwerken

Autor(en): **Keller, Thomas**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **110 (1992)**

Heft 44

PDF erstellt am: **27.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-77979>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Aspekte zur Dauerhaftigkeit von Stahlbetontragwerken

Aufgrund von erheblichen Schäden an einigen erst 20 bis 30 Jahre alten Bauwerken ist die Frage nach der Dauerhaftigkeit von Stahlbetontragwerken in den Vordergrund gerückt. Ein Forschungsprojekt der ETH Zürich hatte die Abklärung einiger wichtiger Aspekte hierzu zum Ziel. In den folgenden Ausführungen werden die wichtigsten Erkenntnisse zusammengefasst. Insbesondere werden zwei empirisch fundierte Wirksummen definiert, welche die Abschätzung der Korrosionsgefährdung der Bewehrung im Riss und im ungerissenen Bereich ermöglichen. Die Wirksummen beinhalten in gewichteter Form alle am Korrosionsprozess beteiligten Parameter.

Einleitung

Bei den Spannbetonbrücken der frühen sechziger und siebziger Jahre sind oft schon nach relativ kurzer Nutzungszeit

VON THOMAS KELLER, ZUG

erhebliche Schäden aufgetreten, die mit beträchtlichem Aufwand instandgesetzt werden mussten und in einzelnen Fällen sogar zum Abbruch des Bauwerkes führten. Es handelte sich dabei sehr selten um Fehler in der Berechnung und Bemessung, sondern fast immer um materialtechnische, konstruktive oder ausführungstechnische Mängel, die eine massive Verminderung der Dauerhaftigkeit zur Folge hatten. Die Massnahmen zur Gewährleistung der erforderlichen Dauerhaftigkeit sind deshalb in letzter Zeit in den Vordergrund getreten. Die Forschungsschwerpunkte haben sich entsprechend in diesen Bereich verlagert. Dennoch bestehen in wichtigen Fragen immer noch Unklarheiten und Widersprüche.

Die Abklärung einiger Aspekte der Dauerhaftigkeit von Stahlbetontrag-

werken war deshalb Gegenstand eines Forschungsprojektes, das an der ETH Zürich unter der Leitung von Prof. Dr. C. Menn in den Jahren 1990/91 durchgeführt wurde. Auftraggeber war das Bundesamt für Strassenbau.

Das Forschungsprojekt verfolgte vier Zielgrößen: Die Schädigungsmechanismen Karbonatisierung und Chlorideinwirkung sowie zwei deren Hauptparameter: Porosität des Betons und Risse:

- Bei der Zielgrösse Karbonatisierung interessierte insbesondere der zeitliche Verlauf des Karbonatisierungsfortschritts.
- Bei der Zielgrösse Chlorideinwirkung stand die Frage nach dem kritischen Chloridgehalt, bei dessen Überschreiten Bewehrungskorrosion einsetzt, im Vordergrund.
- Bei der Zielgrösse Porosität wurden die unterschiedlichen Strukturen von Deck- und Kernbeton sowie die Mechanismen von Transportvorgängen im Porensystem des Betons untersucht.
- Bei der Zielgrösse Risse stellte sich die Frage nach deren Auswirkung auf die Korrosion der Bewehrung.

Das Forschungsprojekt beruhte auf Feldmessungen mittels Bohrkernen an bestehender, 15 bis 90 Jahre alter Bausubstanz. Insgesamt wurden 39 Bauwerke, meistens Brücken, untersucht. Eine Messstelle wurde definiert, an der folgende Parameter gemessen wurden:

- Porosität (Gel- und Kapillarporosität, Luftporengehalt)
- Trockenrohdichte
- Zementgehalt
- W/Z-Wert (gerechnet aus der Druckfestigkeit)
- Kapillare Wasseraufnahme: Steighöhe nach 3 Stunden (Wasseraufnahme nach zweitägiger Trocknung der Bohrkernbe bei 50°C [1])

- Druckfestigkeit
- Dicke der Betondeckschicht
- Bewehrungskorrosion: grösste Narbentiefe
- Rissbreite OK Beton und auf Bewehrungshöhe
- Karbonatisierungstiefe neben dem Riss und im Riss
- Chloridgehalt neben dem Riss und in der Rissflanke.

Die Parameter Porosität, Trockenrohdichte, Zementgehalt und kapillare Wasseraufnahme wurden in den folgenden 3 Tiefenstufen gemessen: 0–5 mm, 5–30 mm, 30–80 mm. Die Druckfestigkeit wurde in einer vierten Stufe von 80–130 mm Tiefe ermittelt. Stufe 1 + 2 repräsentieren in etwa den Deckbeton, Stufe 3+4 den Kernbeton. Der Chloridgehalt wurde in 10 mm-Tiefenstufen bestimmt.

Bei allen Untersuchungen handelte es sich um einfache, auch der Baupraxis zugängliche Standardverfahren der EMPA [1,2]. Insgesamt wurden über 6600 Messungen durchgeführt.

In den folgenden Kapiteln werden die wichtigsten Ergebnisse aus dem Forschungsprojekt für die vier Zielgrößen zusammengefasst. Die detaillierten Ergebnisse wurden in [3] veröffentlicht. Da in der Schweiz praktisch nur Portland-Zement verwendet wird, gelten die nachfolgenden Ausführungen ausschliesslich für normalen Portland-Zement.

Zielgrösse Porosität

Sowohl bei Karbonatisierung und Chloridinfiltration als auch beim Korrosionsprozess der Bewehrung handelt es sich um Transportvorgänge im Porensystem des Betons. Dabei steht insbesondere der Wassertransport im Vordergrund. Durch Wassertransport werden Chloride eingeschleppt; zudem beeinflusst der Feuchtigkeitsgehalt der Betondeckschicht den Karbonatisierungsfortschritt und den Korrosionsprozess der Bewehrung.

Gemäss der Theorie vom Wassertransport im Zementstein (Bild 1) sollten die gemessenen Parameter Kapillarporosität n^* und Steighöhe nach 3 Stunden h_3 direkt korreliert sein, da ja die Wasseraufnahme durch Kapillarwirkung erfolgt. Die Messungen ergaben jedoch überraschenderweise ein völlig gegenteiliges Bild. Die beiden Grössen korrelieren praktisch nicht (Bild 2, Korrelationskoeffizient $r = 0,37$). Dasselbe gilt

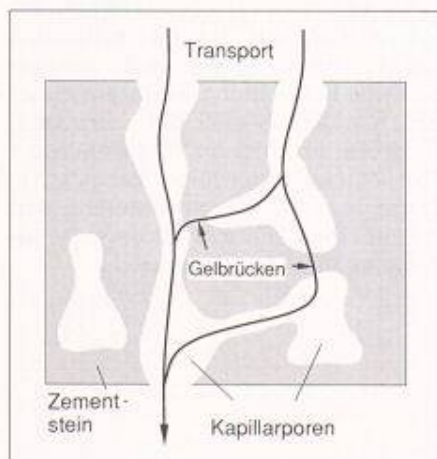
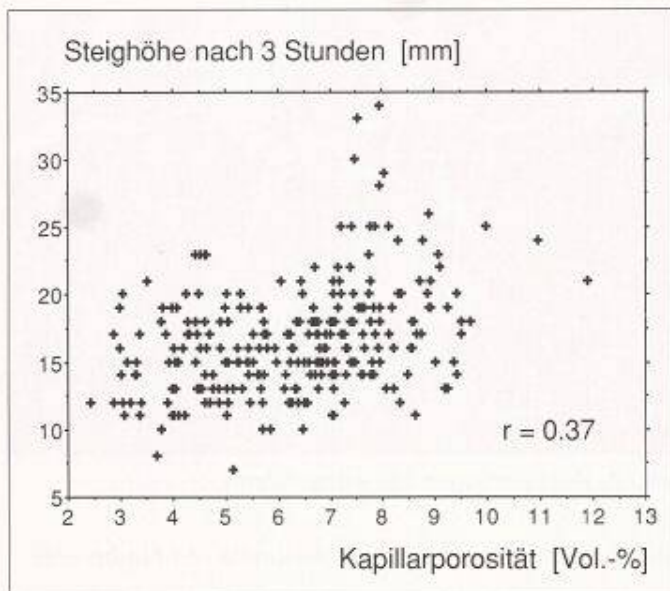


Bild 1. Transportmechanismus im Zementstein



für den W/Z-Wert: Bis zu einem Wert von zirka 0,55 ist keine Abhängigkeit der Steighöhe vom W/Z-Wert festzustellen.

Es zeigte sich, dass für die Wasseraufnahme nebst der vorhandenen Kapillarporosität (W/Z-Wert) die Kornverteilung und das Grösstkorn von ebenso grosser Bedeutung sind. Bekannt ist zudem, dass entlang den Korngrenzen der Zuschlagskörner eine Grenzschicht mit erhöhter Porosität besteht [3]. Im weiteren ist der Zementstein immer mehr oder weniger mit Mikrorissen durchsetzt (Bild 3, [3]).

Die Messergebnisse werden erklärbar, wenn man davon ausgeht, dass der Wassertransport vorwiegend entlang diesen poröseren Korngrenzen und Mikrorissen erfolgt (Bild 4). In diesem Sinne kann der Zementstein bis zu einem W/Z-Wert von zirka 0,55, vollständige Hydratation vorausgesetzt, als mehr oder weniger «dicht» interpretiert werden. So kann man, in Analogie zu den «dichten» Gelbrücken beim Transport im reinen Zementstein (Bild 1), von Zementsteinbrücken im Beton sprechen (Bild 4), die den Transport entlang den Korngrenzen unterbrechen. Durch direkten Kornkontakt und körnerverbindende Mikrorisse werden die Zementsteinbrücken jedoch umgangen oder unterbrochen.

Der Transport entlang den Korngrenzen wird um so besser, je weniger durch Zementsteinbrücken bedingte «Umwege» erforderlich sind und ist somit direkt vom Grösstkorn-Durchmesser abhängig. Die Messergebnisse bestätigen dies. Die Wasseraufnahme ist in grösst-kornreichen Bereichen wesentlich grösser als beispielsweise in obenliegenden, zementsteinreichen Deckschichten.

In Analogie zu den Korngrenzen bilden die Grenzschichten um Bewehrungsstä-

be und Spannkabelhüllrohre ebenfalls Zonen erhöhter Porosität. Eindringende Schadstoffe wandern somit, nebst dem vorherrschenden Transport entlang den Korngrenzen, bevorzugt auch entlang von Bewehrungsstäben.

Für die Untersuchung standen keine Objekte mit Luftporenbeton zur Verfügung. Die EMPA führte jedoch Wasseraufnahme-Versuche an Betonproben mit unterschiedlichen Luftporengehalten durch [4]. Es wurde keine Abhängigkeit der Wasseraufnahme vom Luftporengehalt festgestellt! Da sich Luftporen vorwiegend im Innern des Zementsteins bilden, wird dadurch die Theorie vom vorherrschenden Wassertransport entlang den Korngrenzen und Mikrorissen erhärtet.

Zielgrösse Risse

Über den Einfluss von Rissen auf die Korrosion der Bewehrung bestehen unterschiedliche Ansichten. Obwohl Risse bei Stahlbeton ein «natürliches» Phänomen sind, werden diese oft generell als gefährlich beurteilt und völlig unnötigerweise ausinjiziert. Viele Normen, unter anderem auch die SIA 162 [5], messen der Berechnung und Beschränkung der Rissbreite eine grosse Bedeutung bei, obwohl sich bisher kein direkter Zusammenhang zwischen Rissbreite und Korrosionsrate nachweisen liess. Dies bestätigten auch die Messergebnisse, wie dies Bild 5 eindrücklich zeigt.

Die Rissbreite ist nicht der einzige Parameter, der die Korrosion im Riss beeinflusst. Wie die Untersuchung zeigte, sind im wesentlichen die folgenden acht Parameter am Korrosionsprozess beteiligt:

- Rissart: Normalriss oder wasserführender Riss

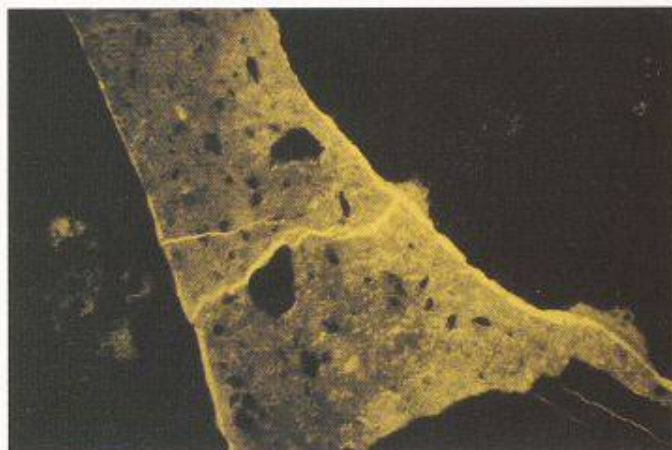


Bild 3. Körnerverbindender Mikroriss im Zementstein, Rissbreite ca. 20 µm

Bild 2. «Korrelation» zwischen Steighöhe und Kapillarporosität

- Rissverlauf: Längs- oder Querriss (bezüglich dem Bewehrungsstab)
- Rissbreite auf Bewehrungshöhe
- Bauwerksalter
- Dicke der Betondeckschicht
- Dichtigkeit der Betondeckschicht
- Feuchtigkeit der Betondeckschicht
- Chloridgehalt in der Rissflanke auf Bewehrungshöhe.

Normalrisse sind entweder immer trocken oder immer wassergefüllt. Wasserführende Risse werden periodisch von Wasser durchflossen. Sie sind in der Regel auf den Kontaktwasserbereich beschränkt und an Aussinterungen erkennbar (vgl. Bild 6). Normalrisse sind meistens Biegerisse, bei wasserführenden Rissen handelt es sich in der Regel um Trennrisse. Bei wasserführenden Rissen wurden im Mittel 2,5mal grössere Abtragsraten gemessen als bei Normalrissen. Bei Rissen längs zu Bewehrungsstäben wurden im Mittel 1,5mal grössere Abtragsraten gemessen als bei Querrissen.

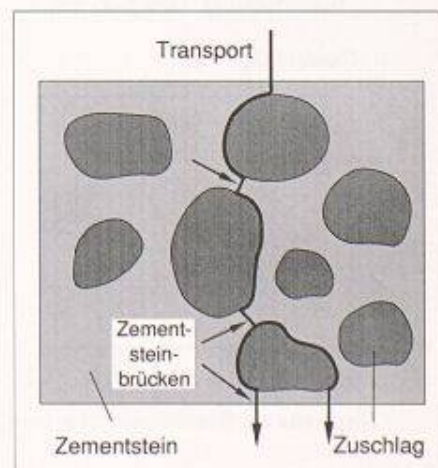


Bild 4. Transportmechanismus im Beton

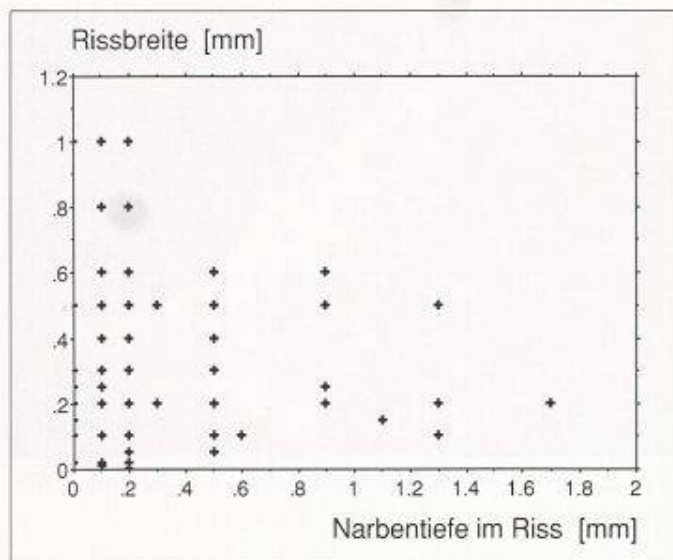


Bild 6. Aussinterungen bei wasserführenden Rissen

Bild 5. «Korrelation» zwischen Rissbreite und Narbentiefe

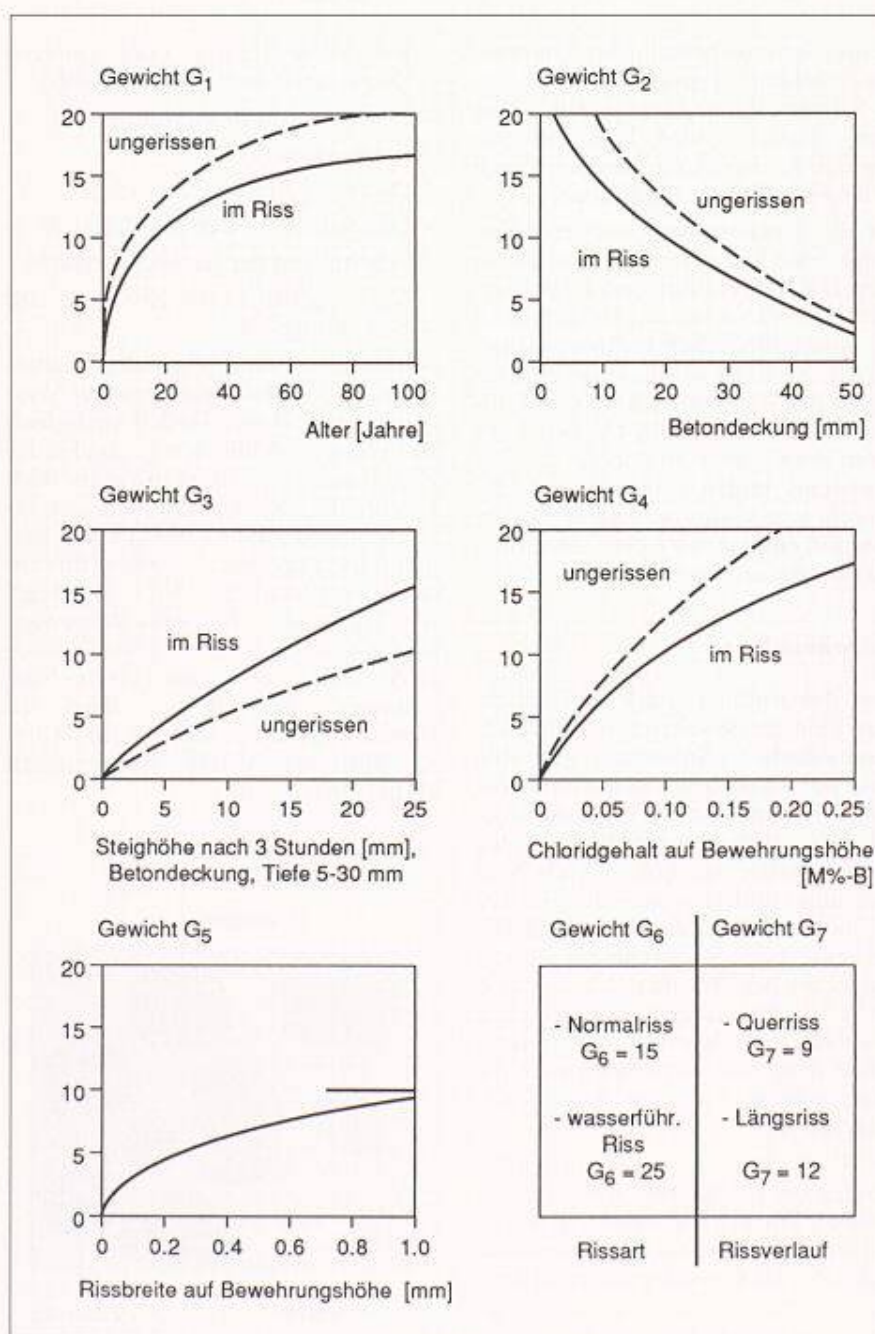


Bild 7. Die Korrosion beeinflussende Parameter und deren Gewichtung

Als Mass für die Dichtigkeit der Betondeckschicht dient aufgrund der Erkenntnisse in Kapitel «Zielgrösse Porosität» nicht die Porosität, sondern die Steighöhe nach 3 Stunden der Tiefenstufe 2 (Deckschicht in der Tiefe 5–30 mm). Dadurch wird die Wirkung des Korngrenzentransportes und der Mikrorisse erfasst.

Die Betonfeuchtigkeit war der einzige der aufgeführten Parameter, der nicht gemessen werden konnte. Sie wird jedoch über die Dicke und Dichtigkeit der Betondeckschicht indirekt zumindest teilweise erfasst.

Die Karbonatisierungstiefe selbst ist kein unabhängiger Parameter. Der Fortschritt der Karbonatisierungsfrent wird durch die Parameter Bauwerksalter, Dichtigkeit und Feuchtigkeit der Betondeckschicht erfasst. Chloride hingegen fördern den Korrosionsmechanismus direkt.

Zwischen einzelnen der aufgeführten Parameter und den gemessenen Korrosionsraten liess sich, wie bereits für die Rissbreite ausgeführt (Bild 5), keine Korrelationen feststellen. Die Interaktion aller Parameter ist ausschlaggebend.

Aufgrund dieser Problemstellung lag es deshalb nahe, einen Lösungsansatz in der Form einer *Wirksumme* zu ermitteln, wie dies beispielsweise auch für die Beurteilung der Beständigkeit von «nichtrostenden» Stählen geschieht. Die Parameter wurden dazu gemäss Bild 7 gewichtet. Die Parametergewichte werden zu Wirksummen addiert. Die Gewichtung erfolgte derart, dass zwischen den resultierenden Wirksummen aus den Messwerten und den gemessenen Korrosionsraten (Narbentiefen) eine optimale Korrelation entstand. Die Untersuchung wurde sowohl für die Korrosion im Riss als auch für die Korrosion im ungerissenen Bereich

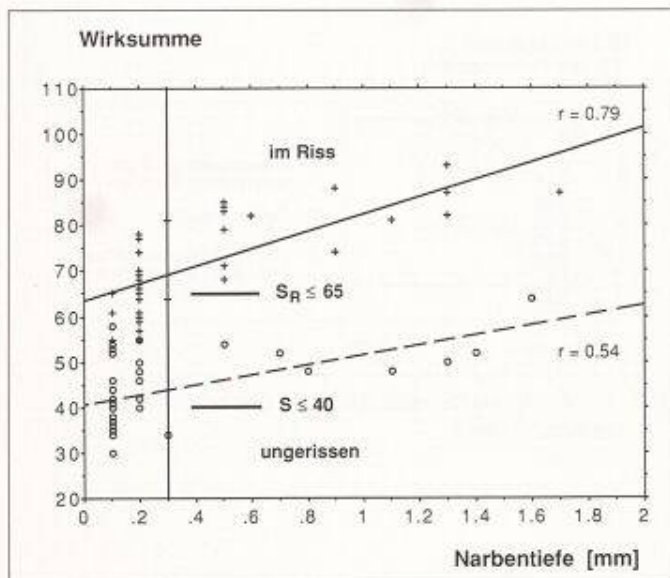


Bild 8. Zusammenhang zwischen Wirksummen und Narbentiefe

durchgeführt. Im Riss wird die Wirksumme über alle sieben Parameter, im ungerissenen Bereich nur über die ersten vier Parameter von Bild 7 ermittelt:

$$\text{Wirksumme im Riss: } S_R = \sum_{i=1}^7 G_i$$

$$\text{Wirksumme im ungerissenen Bereich: } S = \sum_{i=1}^4 G_i$$

In Bild 8 sind die aufgrund der Messungen und der ermittelten Gewichtung resultierenden Regressionsgeraden zwischen den beiden Wirksummen und der Narbentiefe dargestellt. Der Korrelationskoeffizient für die Korrelation im Riss beträgt $r=0,79$. Es besteht demnach, verglichen auch mit Bild 5, eine gute Korrelation zwischen der Wirksumme im Riss und der entsprechenden Narbentiefe. Weniger gut ist die Korrelation mit $r=0,54$ im ungerissenen Bereich. Die nicht explizit erfasste Betonfeuchtigkeit ist hier von grösserem Gewicht als bei der Korrosion im Riss.

Wenn im Laufe der Nutzungsdauer (80 bis 100 Jahre) keine nennenswerte Korrosion der Bewehrung zugelassen wird (Narbentiefe $\leq 0,3$ mm), dürfen aufgrund von Bild 8 die folgenden Schwellenwerte der Wirksummen im Riss und im ungerissenen Bereich nicht überschritten werden:

$$\text{Korrosion im Riss: } S_R \leq 65$$

$$\text{Korrosion im ungerissenen Bereich: } S \leq 40$$

Hinsichtlich der Korrosion im Riss lässt sich nun, aufgrund von Bild 7, der Einfluss der Rissbreite auf die Bewehrungskorrosion anschaulich beurteilen. Der Anteil der Rissbreite an der Wirk-

summe ist mit dem ermittelten, maximal möglichen Gewicht von nur $G_5=10$ (bei Rissbreiten >1 mm) sehr gering. Der Einfluss der Rissbreite auf die Korrosion ist dementsprechend klein!

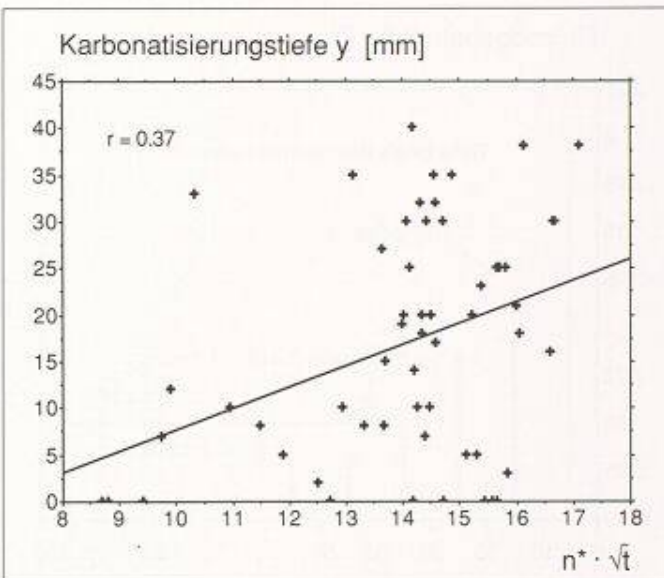
Der eigentliche Hauptparameter ist mit einem Gewicht von $G_6=25$ die Rissart: Wasserführender Riss oder Normalriss. Die Wirksumme für den «günstigsten» wasserführenden Riss beträgt unter Einhaltung von SIA 162 (Betondeckung 30 mm, durchschnittliche Betonqualität: Steighöhe nach 3 Stunden zirka 15 mm [3]), bei einem Querriss mit 0,1 mm Breite und ohne Chloride:

$$S_R = 16 + 7 + 11 + 0 + 3 + 25 + 9 = 71 > 65$$

Der Schwellenwert von 65 wird deutlich überschritten. Wenn somit im Laufe der Nutzungsdauer keine nennenswerte Korrosion auftreten soll, sind wasserführende Risse generell als unzulässig zu erklären. Wasserführende Risse sind dabei nur durch entsprechende Abdichtungen, nicht jedoch durch Rissbreitenbeschränkung (wie in [5]) zu verhindern. Wasserführende Risse mit Rissbreiten kleiner zirka 0,2 mm können zwar verheilen; dies ist jedoch nicht immer gewährleistet. Bei einer 55 Jahre alten Brücke waren Risse mit Breiten von 0,1 mm noch offen und wasserführend. Kontaktwasserbereiche sind demnach generell abzudichten.

Zielgrösse Karbonatisierung

Die Karbonatisierungsgeschwindigkeit wird weitgehend durch den CO_2 -Diffusionsvorgang in der Betondeckschicht bestimmt. Diffusionsvorgänge gehorchen dem Fick'schen Diffusionsgesetz. In der Baupraxis wird dies in vereinfachter Form wie folgt angewandt:

Bild 9. «Korrelation» zwischen Karbonatisierungstiefe und Kapillarporosität bei einem $\sqrt{t}$ -Wachstumsgesetz

$$y = D \cdot \sqrt{t}$$

$$y = \text{Karbonatisierungstiefe}$$

$$t = \text{Bauwerksalter}$$

$$D = \text{Karbonatisierungskoeffizient}$$

Im konkreten Fall wird jeweils die Karbonatisierungstiefe y gemessen. Das Bauwerksalter ist bekannt; der Karbonatisierungskoeffizient kann berechnet werden. Im folgenden wird durch Extrapolation der Zeitpunkt ermittelt, bei dem die Karbonatisierungsfront die Bewehrung erreicht.

In Bild 9 sind die Messergebnisse entsprechend diesem Vorgehen dargestellt. Anstelle des Karbonatisierungskoeffizienten, der im wesentlichen dem Diffusionskoeffizienten entspricht, wurde die gemessene Kapillarporosität n^* mal eine Konstante K eingesetzt.

$$y = K \cdot n^* \cdot \sqrt{t}$$

Bild 9 enthält dabei nur Werte mit vergleichbaren klimatischen Bedingungen (Plattenunterseiten und Stegaussenseiten von Brücken). Es zeigte sich, dass zwischen y und $n^* \cdot \sqrt{t}$ praktisch keine Korrelation besteht. Setzt man anstelle der Kapillarporosität n^* die Steighöhe h_3 , ergibt sich dasselbe Bild. Das allgemein praktizierte Vorgehen führt demnach nicht zu zuverlässigen Aussagen über den effektiven Karbonatisierungsfortschritt! Ein Hauptgrund dafür liegt darin, dass der Karbonatisierungskoeffizient in Wirklichkeit keine Konstante ist. Die Porenstruktur ändert sich durch die Nachhydratation und auch durch die Karbonatisierung selbst im Laufe der Zeit. Zudem ist der Deckschichtbereich, wie dies Bild 11 unter anderem zeigt, grossen Feuchtigkeitsschwankungen unterworfen. Der Feuchtigkeitsgehalt beeinflusst den Karbonatisierungs-

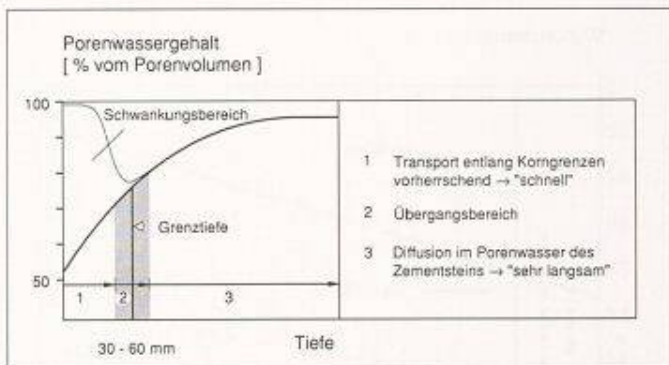
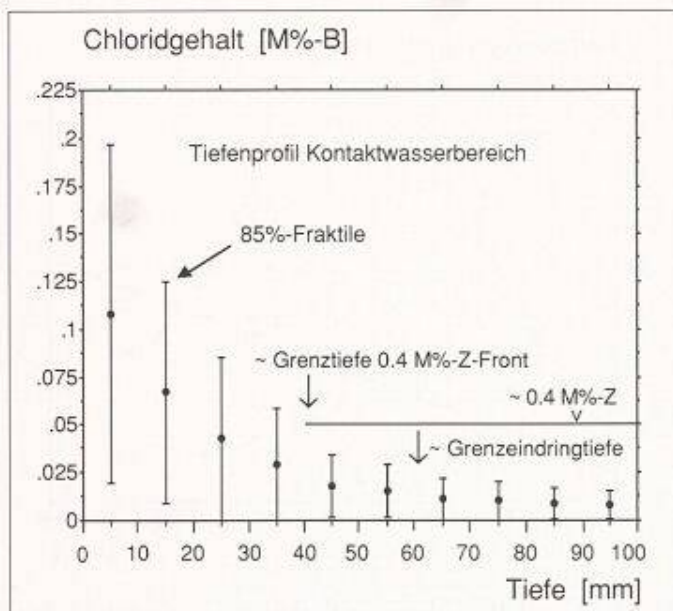


Bild 11. Porenwasserverteilung im Deckschichtbereich und Grenzeindringtiefen

Bild 10. Chlorid-Tiefenprofil im Kontaktwasserbereich

fortschritt jedoch erheblich. Unter Fahrbelägen von Brücken beispielsweise ist der Feuchtigkeitsgehalt in der Deckschicht so hoch, dass die Karbonatisierungstiefen im Mittel nur wenige Millimeter betragen [3]. Im weiteren ist die Karbonatisierungstiefe in etwa von gleicher Grössenordnung wie die Gefügeheterogenität im Beton und ist schon deshalb grossen Schwankungen unterworfen.

Frühere Untersuchungen haben auch gezeigt, dass die Karbonatisierungsfrente «langsamer» als nach dem $\sqrt{t}$ -Gesetz eindringt und einem Endwert zustrebt [3]. Aufgrund der Messergebnisse resultiert für die 85%-Fraktile der Karbonatisierungstiefe (Mittelwert plus einfache Standardabweichung) ein Endwert von maximal 30 mm. Das heisst, in 85% aller Fälle liegt der Endwert unter 30 mm.

Der Einfluss der Karbonatisierung auf die Bewehrungskorrosion lässt sich, beispielsweise im ungerissenen Bereich, auch mit der definierten Wirksumme beurteilen. Bei 30 mm Betondeckung, einer durchschnittlichen Betonqualität (Steighöhe nach 3 Stunden ca. 15 mm) und ohne Chloride resultiert gemäss Bild 7:

$$S = 20 + 9 + 7 + 0 = 36 < 40$$

Bei Einhaltung der Deckschichtdicken gemäss SIA 162 (im Normalfall 30 mm) besteht somit betreffend Karbonatisierung kein Korrosionsrisiko.

Zielgrösse Chloride

Im Rahmen der Frage der Dauerhaftigkeit von Stahlbetontragwerken ist der kritische Chloridgehalt, bei dessen Überschreiten Bewehrungskorrosion einsetzt, von Bedeutung. In der Bau-

praxis wird der kritische Chloridgehalt üblicherweise mit 0,4 M%-Z (Massenprozent bezogen auf das Zementgewicht) oder 0,05 M%-B (bezogen auf das Betongewicht) und als Konstante beziffert. Dieser Chloridgehalt kann im sich bildenden Friedel'schen Salz gebunden werden. Ein direkter Zusammenhang zum Korrosionsabtrag wurde jedoch nie nachgewiesen. Trotzdem werden bei Überschreiten des genannten Wertes Massnahmen angeordnet.

In Wirklichkeit ist jedoch der Chloridgehalt, wie beispielsweise die Rissbreite, nur ein Parameter unter vielen, die zur Bewehrungskorrosion beitragen. Der kritische Chloridgehalt ist demzufolge keine Konstante; je nach Kombination der Begleitparameter ändert er sich, wie auch aus der Zusammensetzung der Wirksummen deutlich hervorgeht.

Eine Analyse im ungerissenen Bereich mit Hilfe der definierten Wirksumme zeigt jedoch, dass der Wert von 0,4 M%-Z in etwa zutrifft. Bei Einhaltung der Deckschichtdicke gemäss SIA 162 (40 mm) und durchschnittlicher Betonqualität (Steighöhe nach 3 Stunden ca. 15 mm), ergibt sich gemäss Bild 7:

$$S = 20 + 5 + 7 + 8 = 40$$

$S = 40$ entspricht gerade dem Schwellenwert, unterhalb dessen während der Nutzungsdauer keine Korrosion eintritt.

In ähnlicher Weise wie bei der Karbonatisierung wurden Grenzeindringtiefen bei Chloriden festgestellt. Bild 10 zeigt das gemessene Chlorid-Tiefenprofil über alle Bauwerke im Kontaktwasserbereich. Aufgetragen sind Mittelwert plus/minus einfache Standardabweichung. Für die 85%-Fraktile der Chloridfront wurde eine Grenzein-

dringtiefe von ca. 60 mm festgestellt. Eine weitere Grenztiefe konnte für die 0,4 M%-Z-Front ermittelt werden. Diese liegt für die 85%-Fraktile im Kontaktwasserbereich bei 40 mm, im Spritzwasserbereich bei 30 mm. Im Sprühnebelbereich wurde die 0,4 M%-Z-Marke nicht erreicht. Auffallend ist die gute Übereinstimmung der Grenziefen mit den geforderten Deckschichtstärken gemäss SIA 162 (Kontaktwasserbereich mit Chloriden 40 mm, sonst 30 mm).

Der Geltungsbereich dieser Grenziefen umfasst dabei nur Tragwerke aus Konstruktionsbeton, insbesondere Brücken, unter normalen atmosphärischen Bedingungen. Nicht enthalten sind extreme Expositionen mit speziellen Belüftungsverhältnissen (Tunnels, Galerien), extremen Einwirkungsintensitäten (z. B. Salzlagern) oder Fehlstellen (z. B. Kiesnester).

Die Ursache für diese Grenzeindringiefen beim Chlorid liegt hauptsächlich im mit der Tiefe zunehmenden Porenwassergehalt (vgl. Bild 11). Der Deckschichtbereich ist grossen, kurzfristigen Feuchtigkeitsschwankungen unterworfen. Die Chloridinfiltation erfolgt hier im «Huckepack-Verfahren» über den wirksamen Korngrenzentransport. Ab einer Tiefe von 30–60 mm (je nach Betonqualität und Belüftungsverhältnissen) bleibt der Porenwassergehalt jedoch mehr oder weniger stabil. Die Poren sind mehrheitlich wassergefüllt. Die Chloridwanderung kann hier nur noch durch Diffusion erfolgen. Die Wirksamkeit dieser Transportart ist jedoch praktisch vernachlässigbar.

Schlussfolgerungen

Aufgrund der ausgeführten Ergebnisse des Forschungsprojektes können nun,

Dauerhafter Beton	
W/Z-Wert:	0,45 - 0,55
Betondeckung, Mindestwerte:	
- ohne Chloride, Sprühnebelbereich:	30 mm
- Spritzwasserbereich:	30 mm mit Hydrophobierung
- Kontaktwasserbereich:	40 mm mit Isolation
Luftporen:	nach Anforderung

Tabelle 1. Anforderungen an dauerhaften Beton

wie in Tabelle 1 dargestellt, generelle Anforderungen an dauerhaften Beton abgeleitet werden.

Wie aus der Untersuchung hervorgeht, kann die Wasseraufnahmefähigkeit insbesondere der Deckschichten mit dem W/Z-Wert allein, im Bereich unter 0,55, nur beschränkt beeinflusst werden. Kornverteilung (Schalungseffekte, Entmischungen), Grösstkorn und vorherrschender Korngrenzentransport sind von ebenso grossem Einfluss. Zur Bedeutung des W/Z-Wertes sei jedoch klar festgehalten, dass ein niedriger W/Z-Wert zu einer allgemeinen Qualitätsverbesserung des Betons, insbesondere bezüglich Druckfestigkeit und Frost-Tausalz-Beständigkeit, führt.

Aufgrund der ermittelten Grenzeindringtiefen für Karbonatisierung und Chloridinfiltation lassen sich erforderliche Deckschichtdicken ableiten. Diese stimmen mit den gemäss SIA 162 geforderten Werten gut überein. Im Kontaktwasserbereich ist eine Abdichtung vorzusehen, da allein eine Betondeckung von 40 mm den Wassertransport in allfälligen Hohlräumen unter

der Bewehrung nicht verhindern kann. Zudem lassen sich die gefährlichen wasserführenden Risse nur auf diese Weise ausschliessen. Im Spritzwasserbereich ist im Hinblick auf die Nachhydratation eine anfängliche Hydrophobierung sinnvoll. Im Sinne einer Schonzeit wird dadurch bei jungem, noch stark porösem Beton das Eindringen von Schadstoffen über Wassertransport verhindert.

Bezüglich Rissen sei nochmals betont, dass Dauerhaftigkeit nicht durch eine Beschränkung der Rissbreite erreicht werden kann. Der Einfluss der Rissbreite auf die Bewehrungskorrosion ist klein. Eine «genaue» Berechnung von Rissbreiten und eine darauf aufbauende Bemessung ist deshalb wenig sinnvoll. Entscheidend ist, ob ein Riss wasserführend ist. Wasserführende Risse sind unzulässig und können nur durch Abdichtungen oder Injektionen, nicht jedoch durch Rissbreitenbeschränkung verhindert werden.

Mit Hilfe der definierten Wirksummen und Schwellenwerten im Riss und im ungerissenen Bereich steht ein Hilfsmittel zur Verfügung, das insbesondere die Ermittlung von «Ist-Zuständen» gemäss SIA-Merkblatt 2002 [6] ermöglicht. In einer ersten Phase ist dies meist sogar zerstörungsfrei möglich. Mit Ausnahme von Chloridgehalt und Steighöhe sind alle Parameter am Bauwerk einfach und zerstörungsfrei bestimmbar. Die Rissbreite kann näherungsweise OK Beton gemessen werden. Insbesondere sind die gefährlichen wasserführenden Risse an Aussinterungen erkennbar und in der Regel auf den Kontaktwasserbereich beschränkt. Die Existenz von Chloriden kann oft ausge-

Literaturverzeichnis

- [1] EMPA: Prüfung der Wasserleitfähigkeit, der Frostbeständigkeit und der Frost-Tausalz-Beständigkeit, Dübendorf, 1989.
- [2] SIA-Norm 162/1: Betonbauten, Materialprüfung, 1989.
- [3] T. Keller: Dauerhaftigkeit von Stahlbetontragwerken: Transportmechanismen – Auswirkung von Rissen. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 184, Birkhäuser Verlag, Basel-Boston-Berlin, 1991.
- [4] EMPA: Porosität des Betons, Untersuchungsbericht Nr. 10 747/1 und 10 747/2, Dübendorf, 1979 und 1984.
- [5] SIA-Norm 162: Betonbauten, 1989.
- [6] SIA-Merkblatt 2002: Inspektion und Instandsetzung von Bauteilen aus Beton, 1990.

schlossen werden; Stege beispielsweise sind meist chloridfrei. Die Steighöhe als einziger noch unbekannter Parameter kann dabei mit mittlerem Gewicht eingesetzt werden. Auf diese Weise kann in vielen Fällen bereits beurteilt werden, ob grundsätzlich eine Gefährdung vorliegt. Erreichen die Wirksummen bereits die Schwellenwerte, sind genauere Abklärungen bezüglich Chloridgehalt und Steighöhe mittels Bohrkernen erforderlich. Ein detailliertes Probenahme- und Untersuchungskonzept ist in [3] enthalten.

Adresse des Verfassers: Dr. sc. techn. Thomas Keller, Balestra AG – Ingenieure und Planer, Fadenstr. 27, 6300 Zug.

Kostenplanung

Erfahrungen mit der Anwendung der Elementmethode

Die Elementmethode wird in unserer Generalunternehmung bereits seit über zehn Jahren konsequent als Kostenplanungsinstrument eingesetzt. Die Methode wird, wie sie sich heute darstellt, auch Neuanwender überzeugen. Aufgrund der heutigen wirtschaftlichen Situation ist es notwendig, neben der architektonischen Entwicklung eines Projekts die Kosten als unerlässliches Planungskriterium zu erfassen und zu berücksichtigen.

Gleich zu Beginn kann festgehalten werden, dass sich die Elementmethode in den Planungsphasen bis zur Vorbereitung der Ausführungsphase als durchgängiges, transparentes Instrumentarium erwiesen hat. Ihre grossen Vorteile liegen vor allem darin, dass die

Hauptkriterien wie Form, Standard und Nutzung eines Projekts schon zu Beginn separat berücksichtigt werden. Aber auch in der einfachen Bezugsmengendefinition, die eine raschere Beurteilung eines Kostenrichtwerts als Elementeneinheitspreis oder als Gebäude-

kennwert ermöglicht. Zudem sind die frühen Erkenntnisse über Optimierungen in der Projektentwicklung durch die feineren analytischen Beurteilungen der Investitionskosten wesentlich verbessert worden.

VON WERNER THOMA,
MÄNNEDORF

Kostenermittlungen für die Lösungssuche – Nutzungsstudien

Mit der Anwendung der Makroelemente aus der Elementkostengliederung EKG (SN 506 502) wurden in dieser frühen Planungsphase auf der Grundlage von Entwurfsstudien im