

Korrosionsmonitoring von gerissenen und kurzzeitig tausalzexponierten Stahlbetonkonstruktionen Monitoring – Modellierung – Validierung

Christoph Simon Andreas Zausinger, M.Sc.

Vollständiger Abdruck der von der TUM School of Engineering and Design der Technischen Universität München zur Erlangung eines Doktors der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.) genehmigten Dissertation.

Vorsitz: Prof. Dr.-Ing. Dirk Lowke

Prüfende der Dissertation:

1. Prof. Dr.-Ing. Christoph Gehlen
2. Hon.-Prof. Dr.-Ing. Christian Sodeikat
3. Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Breit

Die Dissertation wurde am 22.07.2024 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die TUM School of Engineering and Design am 22.11.2024 angenommen.

Motivation und Danksagung

Meine Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am centrum Baustoffe und Materialprüfung begann im Mai 2019. Das Dissertationsthema „Korrosionsmonitoring von gerissenem, tausalzexponiertem Stahlbeton“ mit dem Beitrag zur Bauwerkserhaltung motivierte mich bis zum Schluss. Jedes Bauwerk der Massivbauweise, das erhalten wird, steigert dessen Wert und erspart der Gesellschaft weitere Energie und Kosten.

Im Großen und Ganzen hat es mir mit allen Höhen und Tiefen riesigen Spaß gemacht dieser wissenschaftlich und sozial relevanten Forschung leidenschaftlich nachzugehen. Am Ende kann ich die irrwitzige Analogie zwischen Parameterstreuung, Rissstreuung und Salzstreuung mit Humor nehmen. Bis dahin kam es allerdings nicht selten vor, dass ich sowohl daheim als auch im Kollegium meinem Frust freien Lauf gelassen habe. Für diese unbegrenzte Geduld steht mein erster, aufrichtigster Dank!

Gleich daran anschließend möchte ich mich bei meinem Doktorvater Prof. Dr. Christoph Gehlen bedanken. Das Vertrauen, das mir entgegengebracht wurde, hat mich stets an das Gelingen glauben lassen. Die zahlreichen Gespräche haben mich weitergeführt und dass mir jetzt so viele Türen offenstehen, habe ich ihm zu verdanken.

Für die Übernahme des zweiten und dritten Referats danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Christian Sodeikat und Herrn Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Breit. Weiterhin gilt mein Dank Herrn Prof. Dr.-Ing. Dirk Lowke für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes.

Außerdem danke ich der Deutschen Forschungsgesellschaft, dem Bundesministerium für Wirtschaft und Klimaschutz sowie dem Deutschen Ausschuss für Stahlbeton e. V. für die finanzielle Unterstützung meiner Forschungsarbeiten.

Dr. habil. Kai Osterminski als Mentor meiner Arbeit und Leiter der Arbeitsgruppe „Stahl und Korrosion“ danke ich für sein offenes, ehrliches, zahlreiches und konstruktives Feedback. Seine Begeisterung für Wissenschaft war ansteckend und durch seine zusätzliche Erfahrung im Ingenieurwesen gelang es uns den Anwendungsbezug stets im Blick zu behalten.

Nächst gefolgt von Stefan Rappl M.Sc., mein Schreibtischnachbar der mich mit scheinbar unendlicher Geduld, Hilfsbereitschaft und bayrisch schlagfertiger Art und Weise über die ganze Zeit unterstützt hat. Jeder der ihn als Kollegen hat, darf sich sehr glücklich schätzen. Ich freue mich sehr, dass die gewachsene Freundschaft zu Kai und Stefan unsere Zeit am cbm überdauert.

Motivation und Danksagung

Der gesamten Arbeitsgruppe „Stahl und Korrosion“ danke ich für die unentwegt hilfsbereite Stimmung, die Neugier an der Wissenschaft und den angenehmen Umgang. Mit dem Apfelbaum als Abschiedsgeschenk zu meinem Ausstand habt ihr mir eine große Freude gemacht. Auf der Streuobstwiese hat er die erste Winterperiode schon gut überstanden.

Dem gesamten cbm danke ich für die Ermöglichung der Grundlagenforschung zur Korrosion von Stahlbetonkonstruktionen. Maschinen, Messgeräte, Klimatechnik, Baustoffe und nicht zuletzt der Belegschaft, die mir dabei immer helfend zur Seite stand, danke ich von Herzen. Diejenigen, die mich besonders unterstützt haben und zur Qualität meiner Arbeit erheblich beigetragen haben, möchte ich kurz namentlich erwähnen: Anna Prommersberger, Edith Mölter, Ariane Focke, Antonia Hofmann, Miyuki Hauke, Katharina Tischner, Saly Jweda, Kevin Wilkinson, Nick Stadler, Lukas Kühnl, Constantin Schwendner (alle Hilfswissenschaftler); Nina Lillich und Martin Biehler (Laborleitung); Faruk Rekic (Laborant); Florian Gilch, Julia Wunderle-Beck, Nico Müller (Masteranden). Das sind weit weniger, als alle, die mir ebenfalls geholfen haben, aber ihre Strebsamkeit und Freude an der Verbesserung von Arbeitsabläufen bleibt mir sehr positiv in Erinnerung.

Familie und Freunde, mit euch durfte ich alle Erfahrungen aus der Welt der Wissenschaft teilen. Ob geflucht und geschimpft oder vor Freude über den ersten erfolgreichen Riss im Balken tanzend, ihr habt mitgemacht! So oft wurde ich mit Neugier gefragt: „Wie geht’s denn den Rissen?“, „Was macht der Rost?“, „Hast du den Stahlbeton gerettet?“, „Rost, das ist doch dein Spezialgebiet oder?“, „Kann ich dir mal ein Bild von unsrem Balkon von unten zeigen?“. Jede Frage, auch die scheinbar dringenden, hat mir euer Interesse an meiner Arbeit gezeigt und mich von Grund auf motiviert dieser nachzugehen. Euer Austausch mit mir gab mir immer neue Gedankenanstöße, die ich in meine Tätigkeit einfließen lassen konnte. Auch über Selfies aus Parkhäusern oder Tiefgaragen musste ich sehr lachen.

Jetzt ist’s geschafft. Die Arbeit ist fertig und neue Aufgaben warten schon! Mit eurer Liebe und Zuversicht freue ich mich sehr auf das was da noch kommt! Merle, Alma, Julia, Eltern Susanne&Christian, Bruder Mathias, Schwester Theresa, Jonas, Martin, Ulli, Lukas, Leonie, Matheo, Elena und Rio.

Kurzfassung

Die Korrosion von Stahl in Beton ist der gravierendste Schädigungsmechanismus der global angewandten Stahlbetonbauweise. Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit dem hervorstechenden Szenario der Korrosion von Stahl in gerissenem, kurzzeitig tausalzexponiertem und anschließend beschichtetem Stahlbeton. Das Reißen der Betondeckung ist kaum vermeidbarer Bestandteil der Stahlbetonbauweise. Die rissüberbrückende Beschichtung der Bauteiloberfläche gilt hierbei als vielversprechende Instandsetzungsmaßnahme korrosionsaktiver, gerissener Stahlbetonbauteile. Dieses Instandsetzungsprinzip funktioniert, solange die Chloridkonzentration infolge der Tausalzexposition auf Bewehrungshöhe entlang der Risse kein kritisches Maß überschritten hat. Das Ziel der Arbeit ist es, die dabei auftretenden Korrosionsmechanismen authentisch nachzustellen, parametrisch abzudecken, zu überwachen und daraus die tolerierbaren Grenzen dieser Instandsetzung zu definieren. Es wird gezeigt, dass die Korrosionsaktivität durch den anodischen wirkenden Bereich der Bewehrung dominiert wird. Monitoring muss und kann die Korrosionsparameter dieses Bereichs offenlegen, um eine standsichere Restnutzung zu gewährleisten. Im Rahmen der Untersuchung wurden neuen Monitoringmethoden entwickelt, die in bestehende Konzepte implementiert werden können und den Verlauf der Korrosionsaktivität quantitativ bewerten.

Abstract

Corrosion of steel in concrete is the most severe degradation mechanism of the globally applied reinforced concrete construction. The present work concerns the prominent scenario of corrosion of steel in cracked, short-term deicing salt exposed and subsequently coated reinforced concrete. The cracking of the concrete cover is part of the construction. The crack-bridging surface coating of corroding, cracked structures is considered to be a promising repair principle. This repair works as long as a critical chloride threshold at depth of rebar, due to the salt exposure along the cracks, has not been surpassed. The aim of the work is to simulate the thereby occurring corrosion mechanisms authentically, to cover and monitor their parameters and ultimately to define the evidence of success of this repair principle. It is shown, that in this regard the corrosion activity is dominated by the anodic site of the reinforcement. Monitoring must and is able to elucidate the corrosion parameters of this region to ensure structural safety throughout the remaining service life. Additionally, new monitoring methods were found, which can be implemented in conventional concepts and allow quantitative validation.

Inhaltsverzeichnis

Danksagung	I
Kurzfassung	III
Abstract	III
Abbildungsverzeichnis	V
1. Einleitung	8
1.1 Ausgangslage	8
1.2 Korrosion von Betonstahl	10
1.3 Elektrolytwiderstand in gerissenem und tausalzexponiertem Beton	13
1.4 Passivierung, Depassivierung und Repassivierung	17
1.5 Instandsetzung korrosionsaktiver, gerissener Stahlbetonbauteile	22
1.6 Instrumentierung der Bewehrung und Korrosionsmonitoring	24
2. Authentizität und Reproduzierbarkeit im Probekörper-Design	31
3. Untersuchung der Korrosionsmechanismen des Instandsetzungsprinzips 8.3	43
3.1 Umverteilung der Chloride infolge kurzzeitiger Tausalzexposition	43
3.2 Grenzen des Korrosionsmonitoring zum Wirksamkeitsnachweis der Instandsetzung ..	52
4. Numerische Analyse der Depolarisation korrosionsaktiver Bewehrung	62
4.1 Zeitkonstanten der synchronen Depolarisation	62
4.2 Korrelation der Zeitkonstante mit dem Flächenverhältnis der Stahlelektroden	71
5. Zusammenfassung und Ausblick	78
Literaturverzeichnis	80

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Schematische Skizze einer korrosionsaktiven Stahlbetondecke (links). Entwicklung der Korrosionsaktivität infolge der kurzzeitig tausalzexponierten Risse und Differenzierung der Korrosionsaktivität im Rahmen des Monitorings (rechts). Seite 9

Abbildung 2: Schematische Darstellung der Lochfraßkorrosion infolge chloridinduzierter Korrosion von Stahl in Beton ohne Stöchiometrie. Seite 12

Abbildung 3: Foto des Querschnitts einer korrosionsaktiven Stahlbetonprobe nach zerstörendem Ausbau. Hervorhebung der für die Korrosion von Stahl in gerissenem Beton ausschlaggebenden Bereiche. Der Rissverlauf wird durch die schwarzen Pfeile angedeutet. Seite 15

Abbildung 4: Kombinierte Betrachtung der chloridinduzierten Korrosion von Stahl in Beton aus elektrotechnischer (a) und elektrochemischer (b) Perspektive. Zur Erhaltung der Übersicht wird im geschlossenen Kurzschluss (CCP) nur die Stromrichtung der negativen elektrischen und negativen ionischen Ladung angezeigt. Seite 19

Abbildung 5: Schematische 3D-Skizze einer gerissenen, korrosionsaktiven Stahlbetondecke mit beispielhaftem Ergebnis aus einer Potentialfeldmessung (a). Andeutung der anodisch wirksamen Bereiche der Bewehrung (rot) und der kathodisch wirksamen Bereiche (blau) (b). Isolation des anodisch wirkenden Bewehrungsabschnitts und Komplettierung des Drei-Elektroden-Aufbaus (c&d). Erläuterung der Kontaktierung der einbetonierten Bewehrung und Differenzierung der Makro- und Mikrozellströme (e). Seite 25

Abbildung 6: Darstellung der für die Bewehrungskorrosion idealisierten Strom-Potential-Kurven der beiden Stahlelektroden und geometrische Differenzierung der Polarisationswiderstände anhand der inversen Geradensteigungen (oben). Synchrones Depolarisationsverhalten der galvanischen Zelle nach Öffnen des Kurzschlusses zum Zeitpunkt t_0 (unten). Seite 29

Abbildung 7: Zusammenfassung der Depolarisationsmessungen bei farblicher Unterscheidung der Rissart und der jeweiligen Elektrode: alle kathodischen Depolarisationsmessungen (grau), anodische Depolarisation im Trennriss-Szenario (blau), anodische Depolarisationsmessungen im Biegeriss-Szenario (orange). Minimale anodische Ruhepotentiale am Ende der Depolarisation wurden bei maximalem Makrozellkorrosionsstrom zu Beginn der jeweiligen Messung aufgezeichnet und umgekehrt. Seite 74

Abbildung 8: Gegenüberstellung der erhobenen Daten aus konventionellem Korrosionsmonitoring, also der Berechnung des galvanischen Masseverlusts (Δm) über die Zeit (a), mit der neuen Methode der Berechnung der Flächenverhältnisse der zur Korrosion beitragenden Elektrodenoberfläche (b). Farbliche Zuordnung der jeweiligen Stahlprobe inklusive der entstandenen Korrosionsschäden mit den Messreihen aus a und b (c). Die Teilabbildungen a) und c) sind modifiziert übernommen nach [100]. Seite 76

1. Einleitung

1.1 Ausgangslage

Diese Dissertation behandelt das Thema der chloridinduzierten Korrosion der Stahlbewehrung in gerissenem Stahlbeton. Korrosion von Stahl in Beton ist ein seit Jahrzehnten untersuchter Schädigungsmechanismus in der Massivbauweise [1] und damit das zentrale Problem der Instandhaltung der darauf beruhenden globalen Infrastruktur.

Die dadurch entstehenden Kosten zur Instandsetzung von z.B.: Parkhäusern, Tiefgaragen oder Brücken- und Tunnelbauwerken sind bedenklich hoch [2]. In Anbetracht der Nachhaltigkeit bei den enormen Energiekosten von Stahl und vor allem Beton ist die Instandhaltung dieser Bauwerke essentiell.

Die Massivbauweise mit Stahlbeton bei den genannten Infrastrukturprojekten beruht auf der mechanischen Interaktion des besonders druckfesten Betons und der darin einbetonierten, besonders zugfesten Stahlbewehrung. Über den Verbund an der Stahl-Beton-Grenzfläche wird die Verbundwirkung übertragen. Dadurch ist eine Bauweise möglich, die nach Fertigstellung sowohl hohem Druck als auch hoher Zuglast standhalten kann. Diese Interaktion erlaubt die Konstruktion tragender Stahlbetondecken, die auf Stahlbetonstützen liegen. Mit dem regelmäßigen Befahren der Stahlbetondecken sind diese einer Momentenumlagerung ausgesetzt, die dort auf Dauer zu Rissbildung in der Betondeckung führt. Zudem können sich Risse infolge thermisch bedingter Spannungen bilden. Das Reißen der Betondeckung ist demnach konstruktionsbedingt, da der Beton die dabei auftretenden Zugkräfte nicht vollständig aufnehmen kann und diese erst nach plastischer Verformung auf die Stahlbewehrung überträgt. Die dabei tolerierten Rissbreiten sind auf den Bruchteil eines Millimeters begrenzt, stellen aber dennoch ein erhöhtes Risiko in der Bauwerkserhaltung dar [3]. Sobald diese Rissbereiche weiter befahren werden und im Winter einer Tausalzexposition unterliegen, durchdringen die wässrig gelösten Tausalze über die Risse ungehindert die Betondeckung und akkumulieren an der Stahl-Beton-Grenzfläche zu korrosionsinitiierenden Konzentrationen. Gegenüber ungerissenem Beton setzt die Korrosion der Bewehrung im Rissbereich deshalb signifikant früher ein [4]. Das Wachstum der Korrosionsprodukte treibt das Risswachstum zusätzlich an [5–7]. Die Korrosionsaktivität führt zu einem Querschnittsverlust des Bewehrungsstahls und damit zu einer deutlich verkürzten Resttragfähigkeit des Bauteils.

Genau hier stellt sich die dieser Arbeit zugrunde gelegte Forschungsfrage zum Monitoring der Korrosionsaktivität von Stahl in gerissenem Stahlbeton infolge kurzzeitiger Tausalzexposition und seiner anschließenden Instandsetzung (vgl. Abb. 1).

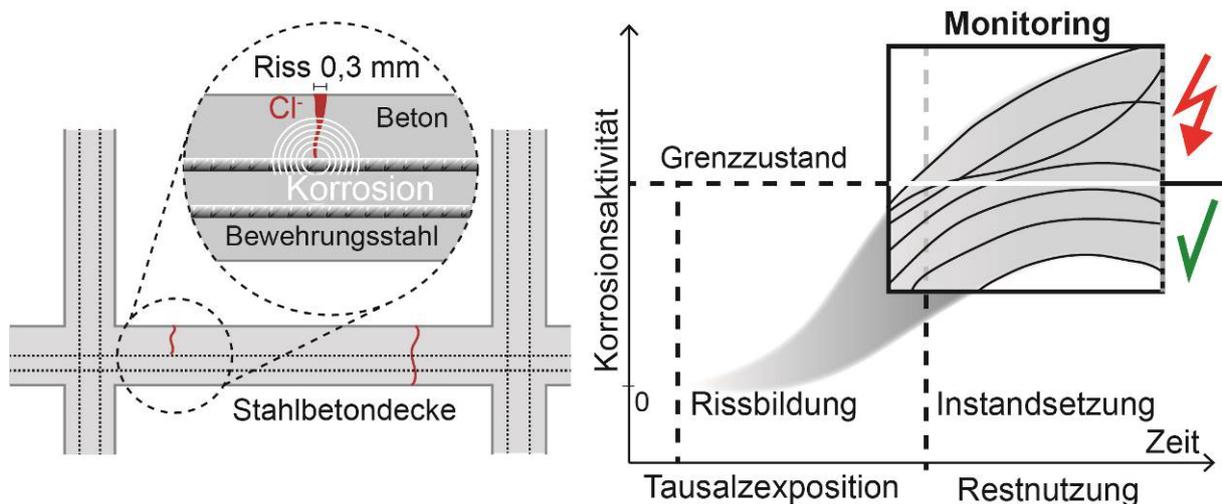


Abbildung 1: Schematische Skizze einer korrosionsaktiven Stahlbetondecke (links). Entwicklung der Korrosionsaktivität infolge der kurzzeitig tausalzexponierten Risse und Differenzierung der Korrosionsaktivität im Rahmen des Monitorings (rechts).
Figure 1: Schematic sketch of a corrosion active reinforced concrete floor (left). Evolution of the corrosion activity as a result of short-term chloride exposed cracks and its differentiation within the framework of monitoring.

Korrosionsmonitoring hat die Aufgabe, den Bauteilzustand, insbesondere den Zustand der Bewehrung, individuell zu bewerten. Das übergeordnete Ziel ist eine eindeutige Differenzierung zwischen Unter- oder Überschreiten des Grenzzustandes des betroffenen Bauteils im Laufe der Restnutzung. Als Grenzzustand kann beispielsweise der Querschnittsverlust der Bewehrung aufgrund der schädigenden Korrosion verstanden werden. Die notwendige Unterbindung des Schadstofftransports an die Stahloberfläche ist offensichtlich und Schutzmaßnahmen sind normseitig vorgeschrieben [3]. Die Rissbildung infolge des mechanischen Zwangs muss allerdings abgewartet werden, bevor eine Instandsetzung inklusive eines rissüberbrückenden Beschichtungssystems appliziert werden kann [8]. Bis dahin können schädigende Stoffe wie Chloride (Cl⁻) in das Bauteil eindringen und die Bewehrungskorrosion initiieren. Die Frage ist dann, ob die Chloride eine Konzentration überschritten haben, ab der die Korrosionsaktivität derart gravierend ist, dass eine alleinige Beschichtung des Stahlbetonbauteils nicht mehr ausreicht [9]. Die Chloride resultieren hierbei ausschließlich aus einer kurzzeitigen Tausalzexposition. Die anderen bekannten Formen der Korrosion von Betonstahl, etwa über den Kontakt des Bauteils zu Meerwasser, das Zugeben von Chloriden in die Betonrezeptur oder die carbonatisierungsinduzierte Korrosion, werden im Rahmen dieser Arbeit nicht behandelt. Die Grundlagen der Korrosion von Stahl in gerissenem, kurzzeitig tausalzexponiertem Stahlbeton und dessen Instandsetzungsmöglichkeiten werden in den folgenden Kapiteln erläutert. Den Kern der Arbeit bildet die Erklärung der eigenen Forschungsergebnisse zu den Aspekten: Authentizität und Reproduzierbarkeit im

Probekörper-Design, Konzentration und Umverteilung der Chloride nach der Applikation eines Oberflächenschutzsystems, kritische Wirksamkeitsanalyse dieser Instandsetzung, Einfluss des Rissverlaufs sowie die Einführung neuer Wege im Korrosionsmonitoring.

1.2 Korrosion von Betonstahl

Der Begriff Korrosion beschreibt den Prozess einer elektrochemischen Redoxreaktion und dem daraus folgenden Herauslösen der Metallionen aus einem zumindest partiell metallischen Gefüge. Die Korrosionsneigung eines Metalls wird über dessen Standardpotential in der Normalspannungsreihe der Metalle definiert. Alle Metalle, die ein positives Potential gegenüber der Standardwasserstoffelektrode (Standard Hydrogen Electrode SHE) haben, sind edel und neigen nicht zur Korrosion. Umgekehrt dazu neigen alle anderen Metalle mit negativem Potential gegen SHE zur Korrosion [10]. Die Korrosionsendprodukte der Redoxreaktion von Stahl sind Eisenoxide sowie -hydroxide und werden gemeinhin als Rost bezeichnet. Nach den Gesetzen der Thermodynamik streben die Metalle, sofern sie in höhere Energieniveaus gebracht wurden, ihre ursprüngliche energiearme Form als Erz an. Stahl zum Beispiel ist eine metallische Legierung aus Eisen und Kohlenstoff, die durch die gezielte Reduktion von Eisenerz bei Temperaturen über 2000°C gewonnen wird. Je nach gewünschter Stahlmodifikation wird dann der überschüssige Kohlenstoff ausgetrieben und so ein unedles, metallisches Gefüge erzeugt. Deshalb ist Stahl unter atmosphärischem Kontakt thermodynamisch nicht stabil und neigt zur Korrosion [11]. Betonstahl ist dabei ein Sonderfall, der zum Beispiel nach dem sogenannten Tempcore[®]-Verfahren hergestellt wird. Dabei wird der Stahl während seiner Abkühlung derart behandelt, dass sich eine Zonierung an verschiedenen Stahlmodifikationen wie Martensit, Austenit, Ferrit oder Perlit über den Stahlstabquerschnitt einstellt [12]. Dadurch wird die Performance der Bewehrung hinsichtlich ihrer Verarbeitbarkeit, Zugfestigkeit und Dauerhaftigkeit optimiert. Aufgrund unterschiedlicher Kohlenstoffgehalte und Kristallgitter zeigen die Stahlkörner aus den verschiedenen Stahlmodifikationen theoretisch unterschiedliche Korrosionsneigungen in der Normalspannungsreihe gegenüber sich selbst und gegenüber externen Einflüssen [13]. Außerdem können Fehlstellen des Kristallgitters der Stahlkörner auf der Oberfläche des Betonstahls zusätzlich eine ausschlaggebende Rolle in der Korrosionsinitiierung spielen [14; 15]. Da die Größe der Stahlkörner [16] und deren Fehlstellen im Mikrometerbereich liegen und dieser Maßstab im Rahmen des Korrosionsmonitoring bisher nicht aufgelöst werden kann, wird diese Differenzierung hier nicht berücksichtigt, sollte zukünftig aber unbedingt weiter erforscht werden. Damit zumindest werkseitige Schwankungen bezüglich der Stahlherstellung ausgeschlossen werden konnten, wurden in der vorliegenden Arbeit innerhalb einer

Probekörperserie nur Stahlstäbe aus derselben Charge verwendet. Alle verwendeten Stähle entsprechen hier dem Typ B500B nach der Norm DIN-EN 488-1:2009-08 [17].

Wie es von der Korrosionsneigung zur Korrosionsinitiierung im Fall der Chloridkontamination kommt, ist nach wie vor nicht abschließend geklärt. Vorerst soll der Fokus auf den Mechanismen bereits aktiver Korrosion liegen, da genau diese durch die Instandsetzung signifikant reduziert werden soll.

Die Ausprägung eines galvanischen Elements, auch galvanische Zelle genannt, innerhalb welcher die oben eingeführte Redoxreaktion abläuft, wird durch eine anodische und eine kathodische Halbzelle abgebildet. Im Falle der chloridinduzierten Korrosion von Stahl in Beton dominiert die sogenannte anodische Eisenauflösung nach dem Sauerstofftyp. Die anodische Eisenauflösung nach dem Wasserstofftyp unterliegt ebenfalls den Gesetzen einer Redoxreaktion und ist auch in Verbindung mit dem Sauerstofftyp möglich [18]. Andere Formen der Bewehrungskorrosion wie zum Beispiel wasserstoffinduzierte kathodische Spannungsrissskorrosion sind ebenfalls möglich, werden hier aber nicht behandelt.

Die Arbeit von Furcas et al. [19] liefert zu den Möglichkeiten der Redoxreaktionen von Eisen in zementbasierten Materialien, deren intermediären Phasen und deren Endprodukten eine hervorragende Aufarbeitung:

Unter aktiver chloridinduzierter Korrosion wird durch die anodische Teilreaktion das Eisen oxidiert und es entsteht zweifach positives Eisen Fe^{2+} . Dieses kann sich, in Abhängigkeit des pH-Werts und der Sauerstoffkonzentration, zusammen mit den umgebenden Chloriden kurzzeitig zu metastabilen Eisenchloridkomplexen verbinden. Diese Metastabilität hat zur Folge, dass das Ausfallen von Korrosionsendprodukten gehemmt wird. Darin liegt die elektrochemische Begründung der lokalen Selbsterhaltung chloridinduzierter Korrosion und mit ihr die standsicherheitsgefährdende Lochfraßkorrosion (pitting corrosion). Chloridinduzierte Korrosion katalysiert sich demnach selbst, was die Instandsetzung betroffener Bauteile deutlich schwieriger macht.

Die infolge der Eisenoxidation immer wieder freiwerdenden Elektronen fließen durch die Bewehrung zu der kathodischen Halbzelle, in welcher dann Wasser zu einfach negativ geladenen OH^- -Ionen reduziert wird. Der Ladungskreis schließt sich, sobald die ionische Ladung der reduzierten OH^- -Ionen über den Elektrolyten die freien Fe^{2+} -Ionen erreicht und Rost bildet (vgl. Abbildung 2).

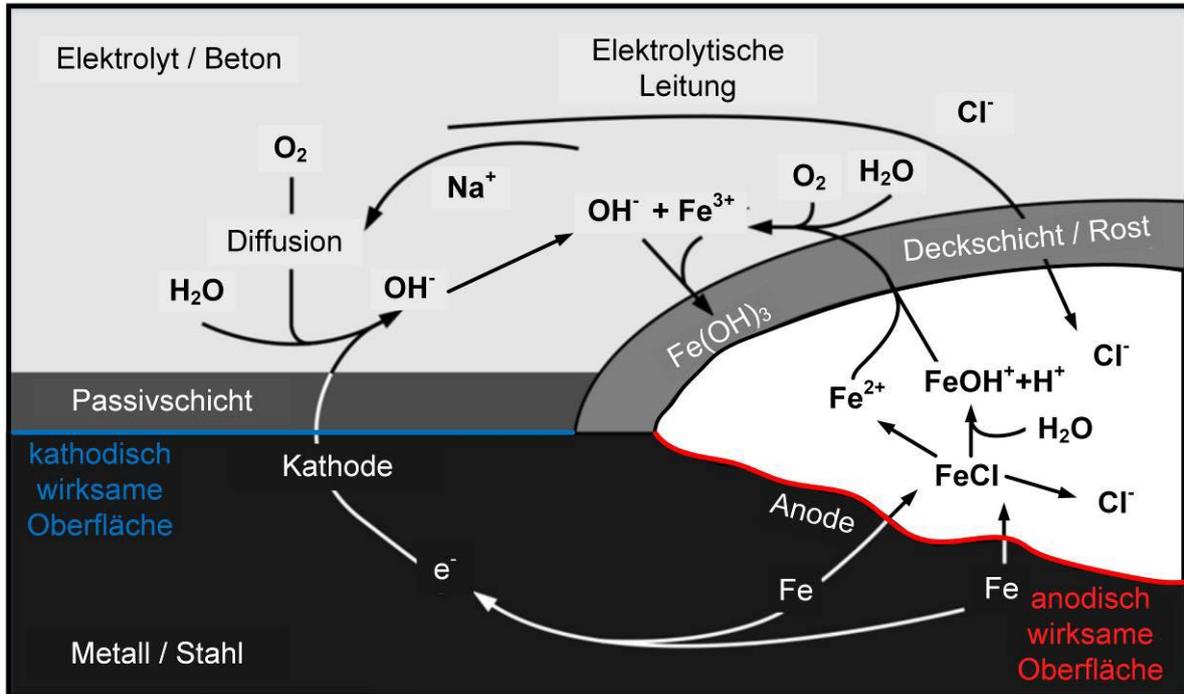


Abbildung 2: Schematische Darstellung der Lochfraßkorrosion infolge chloridinduzierter Korrosion von Stahl in Beton ohne Stöchiometrie geändert nach [10; 20].

Figure 2: Schematic demonstration of a corrosion pit due to chloride induced corrosion of steel in concrete without stoichiometry adapted to [10; 20].

Die Abschätzung der geometrischen Anordnung, vor allem das Flächenverhältnis der als Elektrode wirksamen Oberfläche in dem komplexen Fall von Bewehrungskorrosion, ist der innovative Kern dieser Dissertation und wird ausführlich in Kapitel 4 diskutiert.

Zunächst sollen der Begriff Potentialdifferenz respektive die Treibspannung der Redoxreaktion eingeführt werden. Durch die beiden verschiedenen geladenen Teilbereiche mit den positiv geladenen Ionen auf der anodischen Seite und den negativ geladenen Ionen auf der kathodischen Seite bildet sich ein Ladungsgradient gleichbedeutend mit einer Potentialdifferenz auf der Bewehrung ab. Aus dieser resultiert eine elektrische Spannung zwischen den beiden Halbzellen, welche den Stromfluss provoziert. Diese Potentialdifferenz beträgt bei aktiver chloridinduzierter Korrosion 300-350 mV [1]. Die Berechnung dieser Spannung erfolgt über die Differenz der beiden Ruhepotentiale, welche anhand der Nernst-Gleichung nachvollzogen werden kann [21].

$$E = E^0 + \frac{R \cdot T}{z \cdot F} \cdot \ln\left(\frac{a_{ox}}{a_{red}}\right) \quad (1)$$

mit	E:	Elektrodenpotential [V]
	E ₀ :	Ruhepotential [V]
	R:	Gaskonstante (8,31447) [C·V·mol ⁻¹ ·K ⁻¹]
	T:	Temperatur [K]

- z: Ladungszahl (für Eisen nimmt dieser Faktor den Wert 2 an) [-]
F: Faraday-Konstante (96485) [$C \cdot mol^{-1}$]
a: Aktivitätskoeffizient

Im Rahmen des Korrosionsmonitoring ist das der Nernst-Gleichung zu Grunde liegende Ruhepotential E_0 einer Bewehrungselektrode sehr komplex. Das Ruhepotential kann nur in einem Zustand ermittelt werden, in dem der untersuchte Bewehrungsabschnitt elektrisch isoliert vorliegt. Sobald der anodisch wirksame Bewehrungsabschnitt allerdings isoliert wird, besteht die Möglichkeit, dass sich auf diesem wiederum eine autonome galvanische Zelle aus Anode und Kathode ausbildet. Dessen Halbzellen sind nicht örtlich trennbar und es resultiert ein sogenanntes Mischpotential beziehungsweise eine heterogene Mischelektrode auf einem Stahlstab [22]. Zur Vermeidung dieses Konflikts im Korrosionsmonitoring wird das gemessene Ruhepotential auch „freies Korrosionspotential“ genannt [23].

Bewehrungskorrosion ist eine Form der Elektrolyse und bedarf deshalb nicht nur der Elektroden und deren elektrischer Verbindung, sondern auch des ionischen Ladungstransports im Elektrolyten, sprich in Beton.

1.3 Elektrolytwiderstand in gerissenem und tausalzexponiertem Beton

Beton ist die Bezeichnung für einen Baustoff, der aus Wasser, Zement, Sand, Gesteinskörnung und gegebenenfalls sogenannten Zusatzmitteln zusammengesetzt wird. Zement besteht aus metallischen Oxiden wie CaO , MgO , SiO_2 , Al_2O_3 und Fe_2O_3 , den Klinkerphasen, die als Bindemittel fungieren. Diese werden unter enormem energetischen Aufwand gewonnen, wobei das vormals gebundene CO_2 gezielt sublimiert wird. Diesem Energieverschleiß entgegenwirkend wird mit Nachdruck an alternativen Bindemitteln geforscht [24]. Die bisher verwendeten Zementarten sind hauptsächlich CEM I Portlandzemente, CEM II Portlandkompositzemente und CEM III Hochofenzemente [25], wobei CEM I hauptsächlich das Mineral Portlandit ($Ca(OH)_2$) aufbaut, während zum Beispiel CEM III Zemente durch die Zugabe von Hüttensanden den Bedarf an den oben genannten Klinkerphasen reduzieren sollen. Das Korrosionsverhalten einer Stahlbetonkonstruktion wird durch die Wahl der Zementart signifikant beeinflusst. Die Arbeit von Hren et al. [26] legt zum Beispiel nahe, dass CEM I Zemente gegenüber CEM III Zementen spätere und schwächere Korrosionsaktivität aufweisen. Außerdem ist die Hydratation von CEM III Zementen langsamer und hat langfristig eine höhere Verdichtung zur Folge, welche der Chlorid-Umverteilung entgegenwirkt [27]. In der vorliegenden Arbeit wurden hauptsächlich CEM I Zemente verwendet, da damit sowohl die konservative Seite, als auch ein Großteil der Bestandsbauwerke abgebildet werden kann.

Unter Zugabe von Wasser hydratisieren diese Zemente in Abhängigkeit von der Zementart zu einer festigkeitsgebenden Matrix, der Zementsteinmatrix [25]. Im Fall von Beton wird dem Zement vor der Zugabe von Wasser Sand und, je nach Anwendung, noch die entsprechende Gesteinskörnung beigemischt. Der elektrolytisch wirksame Teil des Betons reduziert sich dabei auf die zumindest teilweise wässrig gesättigten Poren der Zementsteinmatrix. Aufgrund der Zuschläge und der zeitlich exponentiell abnehmenden Auswirkung der Hydratation unterliegt der Beton als Elektrolyt einer schwer greifbaren Komplexität [18]. Denn solange die Hydratation nicht signifikant vorangeschritten ist, kristallisieren fortwährend neue Mineralphasen, die zu einer Änderung der Tortuosität und Permeabilität des Porennetzwerks respektive des Ionentransports führen. Zusätzlich beeinflusst die Zementart die alkalische Pufferwirkung der Porenlösung und damit ebenfalls die elektrolytische Leitfähigkeit beziehungsweise den Elektrolytwiderstand [28]. Die Kinetik des Ionentransportes wird mit dessen Diffusionskoeffizient bestimmt, welcher mathematisch aus dem zweiten Fick'schen Diffusionsgesetz abgeleitet werden kann [29]. Untersuchungen zeigen, dass sich der Elektrolytwiderstand von Beton umgekehrt proportional zu dessen Diffusionskoeffizienten verhält [30]. Für Beton im Verkehrswegebau sollte der Diffusionskoeffizient von Chloriden im Bereich von $10^{-12} \text{m}^2 \text{s}^{-1}$ liegen. In der Herstellung von Beton hat sich deshalb das sogenannte Rapid Chloride Migration (RCM) Verfahren etabliert, mit dessen Hilfe der Chloridtransport für das voranschreitende Bauteilalter prognostiziert werden kann [31].

Sofern eine Chloridexposition zu erwarten ist, muss die entsprechende Expositionsklasse nach DIN EN 1992-1:2011-01 [3] gewählt werden. Nach der gewählten Expositionsklasse richten sich die Bemessungsregeln, aus denen sich dann die betontechnologischen Anforderungen nach DIN EN 206-1:2001-07 [32] und DIN 1045-2:2008-08 [33] ergeben. Zur weiteren Prüfung des Betons werden die Frischbetonprüfungen nach DIN EN 12350-5/6/7:2019-09 [34] und die Festbetonprüfungen nach DIN EN 12390-3:2019-10 [35] vorgegeben. Alle Probekörper, deren Ergebnisse für die vorliegende Arbeit herangezogen wurden, sind nach diesen Normen hergestellt worden und erfüllen die Anforderungen, die aus der Expositionsklasse XD3 nach [3] hervorgehen. Die Expositionsklasse XD3 umfasst den besonders kritischen Fall der wechselnden Nass-Trockenzyklen unter Tausalzexposition.

Die Modellierung des Chloridtransports ist ein essentieller Baustein in der Lebensdauerbemessung tausalzexponierter Stahlbetonbauteile [36]. Eine Zusammenfassung der bisher erarbeiteten Modelle wird von Koenders et al. gegeben [37]. Derzeit wird der kritische, korrosionsauslösende Chloridgehalt auf 0,5 Massenprozent bezogen auf den Zementgehalt (M.-%/z.) beziffert [38; 39]. Dabei sind allerdings nur die gelösten Chloride für die Korrosionsinitiierung relevant, sie sind aber im Rahmen der baupraktischen

Zementgehalt (M.-%/z.) beziffert [38; 39]. Dabei sind allerdings nur die gelösten Chloride für die Korrosionsinitiierung relevant, sie sind aber im Rahmen der baupraktischen Bohrmehlentnahme und der anschließenden argentometrischen Titration nach Springenschmid et al. [40] nicht von den festen Phasen der Chloride wie z.B. dem Friedelschen Salz zu unterscheiden. Sobald der Grenzwert von 0,5 (M.-%/z.) überschritten wird, ist eine chloridinduzierte Korrosion sehr wahrscheinlich. Mittlerweile muss angenommen werden, dass dieser Wert eher ein Richt- als ein Grenzwert ist und dieser Ansatz zur Korrosionsinitiierung zu einfach ist. Denn auch nach unzähligen Untersuchungen zu diesem Grenzwert ist dieser immer noch nicht deterministisch und neue, multiphysische Ansätze sind gefordert [41].

Die Mechanismen der Korrosion von Stahl in Beton konzentrieren sich auf die vielzitierte Stahl-Beton-Grenzfläche [15]. Abbildung 3 zeigt hierzu ein beispielhaftes Schadensbild anhand einer korrosionsaktiven Stahlbetonprobe nach 180 Tagen Versuchsdauer.

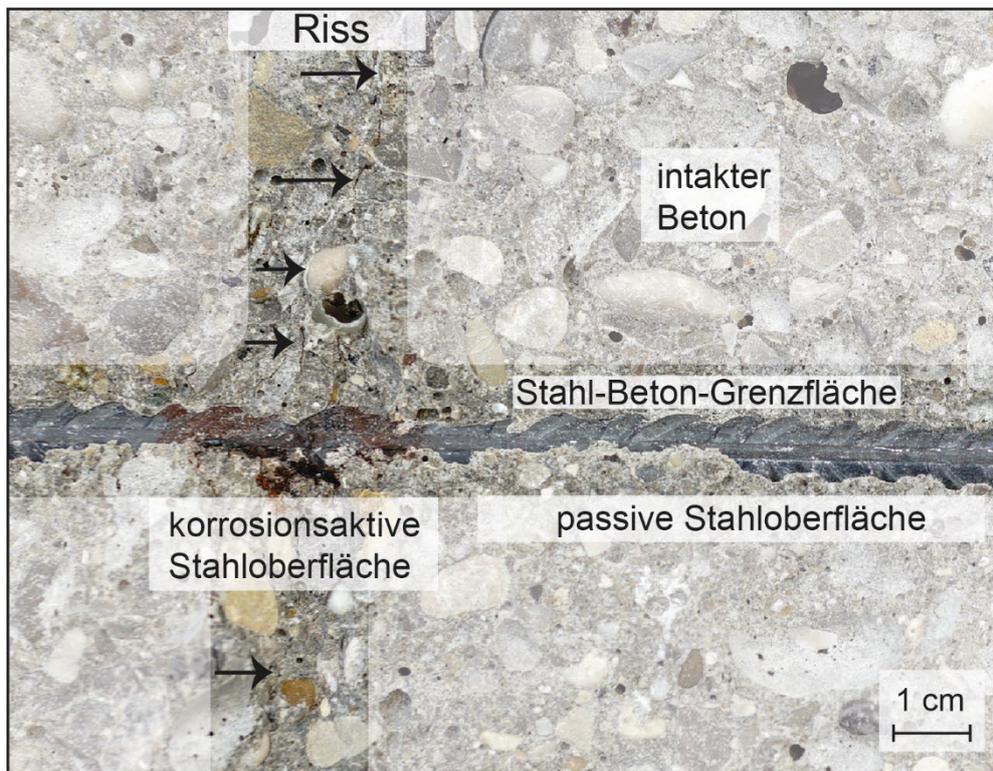


Abbildung 3: Foto des Querschnitts einer korrosionsaktiven Stahlbetonprobe nach zerstörendem Ausbau. Hervorhebung der für die Korrosion von Stahl in gerissenem Beton ausschlaggebenden Bereiche. Der Rissverlauf wird durch die schwarzen Pfeile angedeutet.
Figure 3: Photo of a cross sectioned, corrosion active reinforced concrete specimen after destructive dismantling. Highlighting the key areas for corrosion of steel in cracked concrete. The crack pattern is indicated by black arrows.

Die Interaktion und die variablen Randbedingungen an der Stahl-Beton-Grenzfläche bestimmen die Initiierung, den Fortgang und gegebenenfalls den Rückgang der

Korrosionsaktivität. Der Riss in der Betondeckung bestimmt die Position der Korrosionsaktivität auf der Stahl-Beton-Grenzfläche. Hierbei ist anzumerken, dass das Betongefüge sich an der Stahloberfläche grundlegend vom restlichen Beton unterscheidet. Der sogenannte Wandeffekt führt zu einer Zonierung der Korngrößen von den kleinsten Bestandteilen an der Grenzfläche hin zu den größten Korngrößen des Betons in entsprechender Distanz zur Grenzfläche [42]. Im mikroskopischen Maßstab liegt die Bewehrung von Beton demnach in einer Zementsteinmatrix, welche sich in ihren elektrolytischen und elektrochemischen Eigenschaften von intaktem Beton maßgeblich unterscheidet [15].

Ausführliche Diskussionen zur Komplexität der Chloridkontamination, zur Bestimmung des Chloridgehalts auf Bewehrungshöhe und zur Unterscheidung der Diffusionskoeffizienten bei verschiedenen Raumrichtungen in gerissenem Stahlbeton finden sich in den Kapiteln 2, 3.1 und 3.2. Der derzeitige Stand des Wissens zur grundlegenden Funktion einer chloridinduzierten Initiierung der Korrosion wird in Kapitel 1.4 erläutert.

Osterminski [18] und Hornbostel [43] haben sich bereits mit der Modellierung der chloridinduzierten Korrosion von Stahl in Beton mittels der Erfassung des Elektrolytwiderstands eingehend beschäftigt. Das Modell von Osterminski [18] zur Beschreibung des Elektrolytwiderstands von Beton ist sehr präzise und legt nahe, dass die Korrosionsaktivität dem Elektrolytwiderstand des Betons untergeordnet ist. Demgegenüber liest man bei Hornbostel [43], dass eine Modellierung des Elektrolytwiderstands innerhalb der galvanischen Zelle der Korrosion durch den „Gesamtwiderstand“ des Betons, der in einem 2- oder 4-Elektrodenaufbau messbar wird, nicht abgebildet werden kann. Die Möglichkeiten zur Erhebung und Validierung des Elektrolytwiderstands in zementbasierten Materialien sind derart umfangreich geworden, dass hier auf die Zusammenfassung von Cosoli [44] verwiesen wird.

Eine präzise Messung des Elektrolytwiderstands von Stahlbeton wird vor allem dadurch erschwert, dass die Bewehrung als elektrisch leitende Komponente wesentlich zum Messwert beiträgt. Sobald also ein Bewehrungsabschnitt innerhalb des elektrischen Feldes liegt, welches bei jeder elektrolytischen Widerstandsmessung notwendig ist, wird das Ergebnis nicht nachvollziehbar überprägt. Diese Überprägung kann nur umgangen werden, wenn die Messung in einem unbewehrten Abschnitt des Betons und bei bekannter Geometrie der Messelektroden durchgeführt wird. Das ist zum Beispiel mit dem Einsatz von sogenannten Multiringelektroden möglich, womit eine voranschreitende Austrocknung in einer gewünschten Richtung gemessen werden kann. Damit wäre eine repräsentative Austrocknung des Betons theoretisch nachweisbar, und diese ist ausgeschriebenes Ziel jeder konservativen

Instandsetzung [8]. Aufgrund der fehlenden Bewehrung bilden diese Messungen den Elektrolytwiderstand der korrosionsbestimmenden galvanischen Zelle allerdings nicht ab. Im vorliegenden Fall wird die Komplexität der Korrosion von Stahl in Beton um die Problematik des gerissenen Betons erweitert. Der Riss beeinflusst die Voraussetzungen der Bewehrungskorrosion maßgeblich:

- Die intermittierende Tausalzexposition führt zu einer Ansammlung der Chloride im Riss und liefert sowohl Sauerstoff als auch Wasser zur Elektrolyse.
- Der kritische, korrosionsauslösende Chloridgehalt wird lokal schnell überschritten.
- Durch die Trennschärfe des Risses wird Lochfraß gegenüber flächigem Korrosionsabtrag zusätzlich begünstigt [45].
- Die Hygroskopie des Salzes wirkt der Austrocknung an der Stahl-Beton-Grenzfläche speziell im Rissbereich entgegen.
- Die aufstauende Wirkung im Riss begünstigt ein anaerobes, korrosiv wirkendes Milieu, in dem der Korrosionstyp vom Sauerstofftyp leichter in den reaktiveren Wasserstofftyp übergehen kann [46].
- Im Umkreis von ca. 1,5m zur Korrosionsstelle liefert der intakte Stahlbeton alle Bedingungen zur Ausbildung einer kathodischen Halbzelle [47].
- Der hohe Diffusionskoeffizient von dem Beton und dessen Zementsteinmatrix wirkt einer signifikanten Umverteilung und damit dem Unterschreiten des kritischen Chloridgehalts entgegen [27].

Im folgenden Unterkapitel wird erläutert, welche Korrosionsstadien die Bewehrung infolge der Tausalzexposition durchlaufen kann.

1.4 Passivierung, Depassivierung und Repassivierung

Oben wurde erläutert, dass Stahl unter atmosphärischen Bedingungen zur Korrosionsaktivität neigt. Dieser Aktivität wirkt die sogenannte Passivierung von Stahl in Beton vorerst entgegen. Die Passivierung von Stahl erfolgt, sobald dieser in das hochalkalische Milieu des frischen Betons mit dem pH-Wert zwischen 12,6 und 14 eingebettet ist [22].

Die zugrundeliegende Elektrochemie der pH-Wert-abhängigen Oxidierung von Eisen wurde von Pourbaix [48] in dessen pH-Wert-Potential-Diagramm demonstriert. Demzufolge oxidiert die Stahloberfläche in Verbindung mit dem hochalkalischen Porenwasser des frischen Betons und bildet eine vollumfängliche Schicht aus Rost. Diese Passivschicht ist wenige Nanometer dick [49], hat eine amorphe Kristallographie [50], wirkt elektrisch isolierend und schützt dadurch die Bewehrung vorerst vor weiterer aktiver Korrosion. Dieser Prozess obliegt

denselben Mechanismen der ansonsten schädigenden Bewehrungskorrosion, ist aber nach wenigen Tagen des Bauteilalters nicht mehr messbar [51] und als Schutzeffekt zu verstehen. Solange diese Passivschicht vollkommen intakt ist, kann die Bewehrung nicht weiter korrodieren. Mit dem ersten Eintrag von Chloriden über die Tausalzexposition besteht aber die Möglichkeit der Depassivierung der Stahloberfläche, also der lokalen Zerstörung der Passivschicht. Der Stahl liegt dann korrosionsbereit vor.

Im Ingenieurwesen wurde lange versucht, diesen Moment der Depassivierung mit dem oben erwähnten kritischen, korrosionsauslösenden Chloridgehalt zu korrelieren. Als Richtwert zum Bauwerkszustand und zum möglichen Erreichen des Instandsetzungserfolgs kann dieser sicherlich nach wie vor herangezogen werden. Zur wissenschaftlichen Auflösung des Mechanismus der Korrosionsinitiierung respektive der Depassivierung und der erhofften Repassivierung reicht dieser Wert alleine allerdings nicht aus [41; 52]. Dieser Mechanismus wird im Folgenden mit Fokus auf die Stahl-Beton-Grenzfläche erläutert. Die Stahl-Beton-Grenzfläche muss dabei sowohl aus elektrotechnischer als auch aus elektrochemischer Perspektive verstanden werden. Elektrotechnisch entspricht die Passivschicht einer Parallelschaltung aus Widerstand und Kondensator, also einem RC-Glied mit einer Zeitkonstante [53]. Die Wichtigkeit der Zeitkonstante wird in Kapitel 4 erläutert. Im Falle der Bewehrungskorrosion kann die kapazitative Wirkung dieses Kondensators diffusionskontrolliert sein. Der Einfluss der Diffusion ist bedeutend [54], für die weiteren Beobachtungen aber vorerst nicht relevant. In Verbindung mit dem ohmschen Elektrolytwiderstand des Betons ergibt sich daraus das Ersatzschaltbild einer sogenannten „Randles-Cell“ [55]. Abbildung 4 zeigt hierzu eine schematische Kombination aus elektrotechnischem Ersatzschaltbild und elektrochemischer Differenzierung der Grenzflächen.

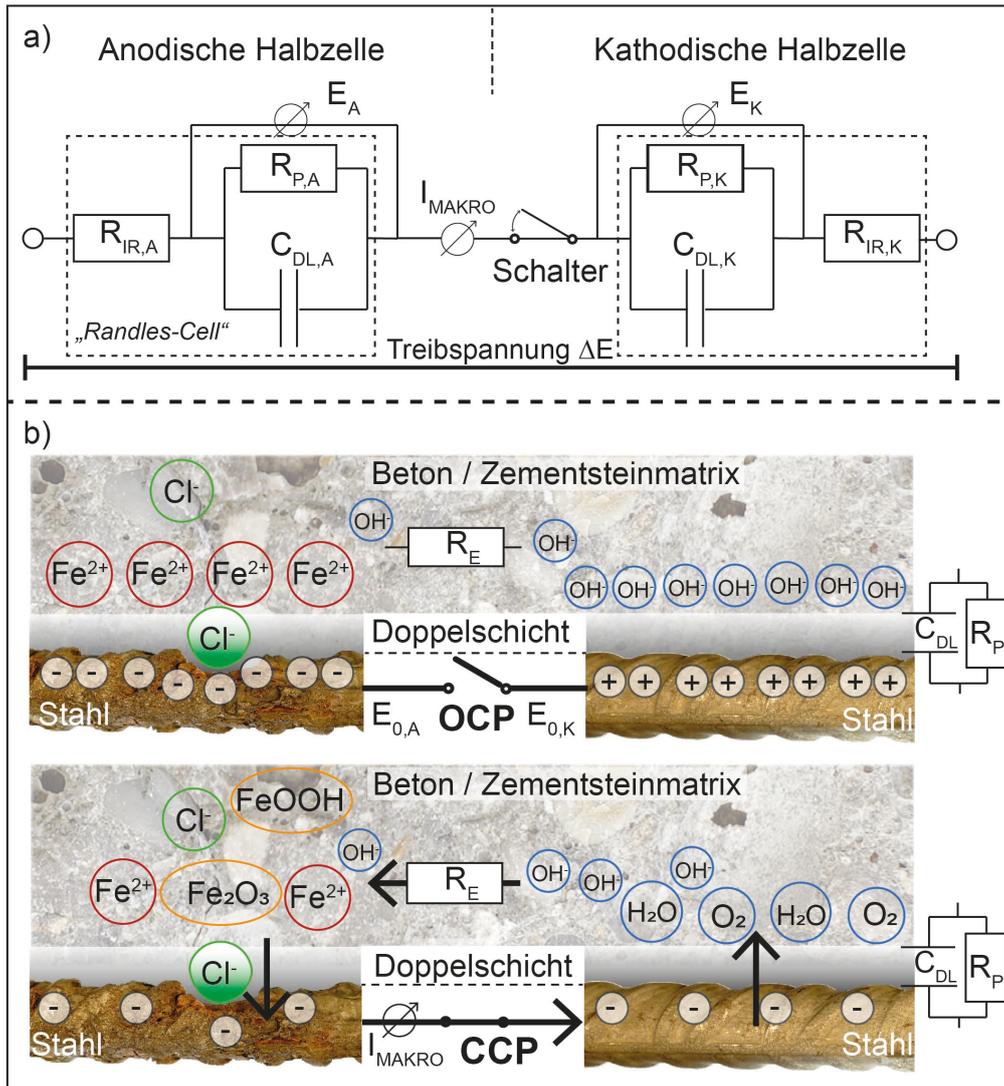


Abbildung 4: Kombinierte Betrachtung der chloridinduzierten Korrosion von Stahl in Beton aus elektrotechnischer (a) und elektrochemischer (b) Perspektive. Zur Erhaltung der Übersicht wird im geschlossenen Kurzschluss (CCP) nur die Stromrichtung der negativen elektrischen und negativen ionischen Ladung angezeigt.

Figure 4: Combined consideration of chloride induced reinforcement corrosion from an electrotechnical (a) and an electrochemical (b) perspective. For the sake of clarity in the case of closed circuit (CCP) only the current direction of negative electric and negative ionic charge is indicated.

Im vorliegenden Fall sind die beiden Halbzellen über den Beton als ohmschen Widerstand verbunden und können nach entsprechender Instrumentierung durch einen Schalter galvanisch getrennt werden (vgl. Kapitel 1.6). Der Elektrolytwiderstand des Betons (R_E) kann mit Hilfe der Summe der beiden Teilwiderstände ($R_{IR,A}$ und $R_{IR,K}$) berechnet werden. Der Schalter ermöglicht bei fortbestehendem Ersatzschaltbild eine differenzierte Betrachtung der Potentialentwicklung im geschlossenen (closed circuit potential CCP) und offenen (open circuit potential OCP) Korrosionssystem sowie im Übergang dieser beiden Zustände. Die

Entwicklung des Potentials von CCP zu OCP respektive die Sättigung der entsprechenden Doppelschichtkapazitäten (C_{DL}) kann anhand der Potentialmessung der beiden Halbzellen E_A und E_K nachvollzogen werden (vgl. Abb. 4 und Kapitel 4).

Elektrochemisch entspricht die Passivschicht auf der Stahl-Beton-Grenzfläche einer sogenannten Doppelschicht. Diese Schicht unterbindet in intaktem Zustand den Ladungsaustausch zwischen Elektrode und Elektrolyt, also zwischen Stahl und den wässrig gefüllten Poren der Zementsteinmatrix.

Der exakte Einfluss der Chloride ist, wie gesagt, ungeklärt. Moderne spektroskopische Methoden [50; 56; 57] erlauben aber ein tieferes Verständnis. Zusammenfassend kann man vorwegnehmen, dass die Anwesenheit von Chloriden die Doppelschicht derart verändert, dass ein Ladungsdurchtritt möglich wird. Im passiven Zustand spricht man deshalb von einem hohen Polarisationswiderstand (R_P), während dieser infolge der Depassivierung um mehrere Größenordnungen kleiner wird [58]. Mit anderen Worten entspricht der Polarisationswiderstand einer stimulierbaren Stromantwort auf eine benutzerdefinierte Polarisation der Bewehrung. Eben weil der Polarisationswiderstand relativ leicht gemessen werden kann und damit Grenzflächenprozesse abgebildet werden, hat er sich als wichtiger Parameter innerhalb des Monitorings konservativer Instandsetzungsmethoden etabliert [23; 59]. Die Messtechnik hinter dem Polarisationswiderstand wird in Kapitel 1.6 erläutert, und dessen Verlauf vor, während und nach der kurzzeitigen Chloridexposition gerissenen Stahlbetons wird in Kapitel 3.2 aufgezeigt. Zur Rolle der Chloride in diesem Zusammenhang wurden unterschiedliche Szenarien beobachtet. Hier eine vielversprechende Gegenüberstellung:

- Die Chloridionen inkorporieren über Ionenaustausch in das Gefüge der Passivschicht, führen hier zu kristallographischer Ordnung und ermöglichen damit einen Ladungsdurchtritt durch die Doppelschicht [50].
- Die Chloride werden nicht inkorporiert, fungieren aber als Katalysator für lokale Übersäuerung des Elektrolyten und lösen damit die Eisenionen aus der Doppelschicht heraus. Dabei bleiben ordnungsgebende Ladungslöcher in der Doppelschicht zurück und der Ladungsdurchtritt wird möglich [56; 57].

Beide Szenarien scheinen dem Überschreiten einer pH-Wert-abhängigen, korrosionsauslösenden Chloridkonzentration untergeordnet zu sein [60]. Die Pufferung der Porenlösung im Beton durch die Übersättigung an OH^- -Ionen wirkt der Korrosionsinitiierung im jungen Bauteilalter jedoch entgegen [61]. Die Depassivierung der Bewehrung infolge der chloridinduzierten Korrosion beschränkt sich also auf einen mikroskopischen Bereich auf der

inhomogenen Stahl-Beton-Grenzfläche, wird aber durch makroskopische Randbedingungen signifikant beeinflusst. Während die Mikroskopie der Depassivierung mittlerweile im Nanometermaßstab beleuchtet wird, belaufen sich die ausschlaggebenden bauseitigen Einflüsse wie Expositionsklasse, Chloridgehalt, Betondeckung, Betonrezeptur, alkalische Pufferung, Karbonatisierung, Fehlstellen etc. [39; 61; 62] und vor allem die Risse auf Mikrometer bis Zehntelmillimeter. Diese Diskrepanz an Magnitude-übergreifendem Informationsbedarf kann bisher messtechnisch nicht überbrückt werden. In Kapitel 4 wird eine Methode vorgestellt, die sich auf elektrotechnisch umsetzbare Verfahren an realen Stahlbetonbauteilen bezieht und dabei die entscheidenden elektrochemischen Phänomene aufdecken kann.

Vor dem Hintergrund der oben aufgeführten Initiierungs- und Selbsterhaltungsmechanismen ist folgende Beobachtung sehr erstaunlich: Sowohl eigene (vgl. Kapitel 3.2) als auch vorangegangene Studien [58; 59] zeigen, dass die Korrosionsaktivität einer risskreuzenden Bewehrung, zum Beispiel anhand des gemessenen Korrosionsstroms, kurz nach ihrer Initiierung bereits ihr Maximum erreicht. Danach sinken die Ströme wieder, obwohl die Tausalzexposition immer noch anhält. Es muss also einen Prozess geben, der der Korrosion, sobald sie eingesetzt hat, entgegenwirkt. Die Möglichkeit, dass ein kritischer Wert an Chloridkonzentration durch Umverteilung unterschritten wird, ist schwer vorstellbar und wurde in einer eigenen Studie eliminiert (vgl. Kapitel 3.1). Auch die Möglichkeit der Kristallisation der Salze ist unter anhaltenden Nass-Trocken-Zyklen nicht möglich. Im Sinne der Bauwerkserhaltung sinkt die Korrosionsaktivität leider nicht immer derart, dass diese zeitnah zum Erliegen kommt und die Bewehrung letztendlich repassiviert. Trotzdem muss dieser Mechanismus zukünftig verstanden werden, um ihn zur Instandsetzung gezielt einsetzen zu können. Eine etablierte Erklärung zu diesem Phänomen ist die sogenannte Deckschichtbildung (vgl. Abb. 2). Der Teil der Korrosionsprodukte, der im Elektrolyten nicht lösbar ist, fällt aus und beginnt die eben gebildete Korrosionsstelle zu umhüllen. Dadurch kann der Fortgang der Elektrolyse erschwert oder sogar unterbunden werden [58; 63]. Sollte die Übersäuerung oder die Selbsterhaltung der chloridinduzierten Korrosion aber bereits sehr hoch sein, ist es denkbar, dass die Korrosion in Form einer Mikrozellkorrosion fortbesteht. Die Korrosion der Bewehrung ist dann auch unterhalb der Deckschicht weiter aktiv aber im Bauwerk nicht weiter messbar. Letzteres Szenario ist im Sinne der Standsicherheit des Bauteils besonders relevant und zeigt die Schwachstelle der Instandsetzung durch alleinige Beschichtung eines chloridbelasteten Stahlbetonbauteils auf.

Der Rückgang der Korrosionsaktivität kann anhand des oben eingeführten Polarisationswiderstandes nachvollzogen werden. Ziel der Instandsetzung von korrosionsaktiven Stahlbetonbauteilen ist es, den Systemwiderstand gegenüber äußeren Einflüssen zu erhöhen. Im Fall der Bewehrungskorrosion entspricht der Polarisationswiderstand der anodisch wirkenden Bewehrung einem Großteil des gesamten Systemwiderstands und soll durch eine Instandsetzung signifikant angehoben werden [23].

1.5 Instandsetzung korrosionsaktiver, gerissener Stahlbetonbauteile

Der Instandsetzung korrosionsaktiver Stahlbetonbauteile geht eine Potentialfeldmessung voraus. Mit dieser ortsauflösenden, zerstörungsarmen Methode auf der Oberfläche der Stahlbetonbauteile lassen sich Korrosionsstellen in ihrem Inneren mit relativ hoher Sicherheit detektieren. Die Randbedingungen, möglichen Einflüsse und Risiken dieser Methode wurden von Kessler [64] umfangreich dargestellt. Die Durchführung der Potentialfeldmessung wird im Merkblatt B03 des Deutschen Ausschusses für Zerstörungsfreie Prüfung [65] vorgegeben. Sobald die Korrosionsstellen entdeckt worden sind, sollte der Bestand der Bewehrung und der Chloridgehalt an dieser Stelle im Beton bis hinter die erste Bewehrungslage ermittelt werden. Sofern die Bewehrung noch intakt und demnach die Resttragfähigkeit gegeben ist, kann bauteilerhaltend instandgesetzt werden. Die Richtlinie „Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen“ [66] und die DIN EN 1504-9:2008-11 [67] liefern hierzu die verschiedenen Alternativen. Eine konservative Instandsetzung, also keine Reprofilierung entsprechend dem vollständigen, energieverbrauchenden Austausch des kontaminierten Betons, ist dann möglich. Für ungerissenen Beton ist diese konservative Instandsetzung weitestgehend zielsicher [62]. Im Falle der gerissenen Betondeckung ist die Zielsicherheit kritisch zu hinterfragen [68].

Mit den oben aufgeführten Erläuterungen lassen sich die Bedingungen der Korrosion von Stahl in Stahlbeton ableiten, die zur Initiierung und zum Erhalt der Korrosionsaktivität alle gleichzeitig erfüllt sein müssen. Zur erfolgreichen konservativen Instandsetzung ist es theoretisch ausreichend, nur eine der Bedingungen zu unterbinden:

- Unterbindung der elektrischen Leitfähigkeit der Bewehrung. Das ist nicht praktikabel, denn die Stahlbetonbauweise beruht auf einer umfangreichen und zusammenhängenden Bewehrungslage. Die Beschichtung der Bewehrung mit Epoxidharz, um die einzelnen Bewehrungselemente wenigstens elektrisch voneinander zu trennen, hat sich nicht bewährt [69].

- Die elektrolytische Leitfähigkeit muss weitestgehend reduziert werden. Diese Prämisse ist durch langjährige Austrocknung des Betons infolge einer Beschichtung möglich, aber unter Chloridkontamination und dessen Hygroskopie schwer umsetzbar [8].
- Die Sauerstoffzufuhr muss unterbunden werden. Etwa bei Parkzwischen decks schwer umsetzbar, denn das Stahlbetonbauteil hat auch unterseitig atmosphärischen Kontakt.
- Unterbindung der chloridinduzierten, anodischen Eisenauflösung. Sofern ein kritisches Maß an Chloriden nicht bereits in das Bauteil eingetragen wurde, ist diese Unterbindung durch die Applikation eines Oberflächenschutzsystems möglich [68; 70]. Sollte die Korrosion bereits eingetreten sein, obliegt der Instandsetzungserfolg dem Verlauf der Korrosionsparameter (vgl. Kapitel 1.6). Zur Erweiterung kann eine elektrochemische Chloridextraktion durchgeführt werden, bevor eine Beschichtung appliziert wird [8].
- Unterdrückung der Potentialdifferenz zwischen den beiden Halbzellen. Hierzu bewährt sich die Anwendung des kathodischen Korrosionsschutzes (KKS), womit die korrosionsantreibende Potentialdifferenz über einen extern betriebenen Gleichrichter unterdrückt wird [71].

In dem Fall, dass die Bewehrung noch intakt ist und infolge kurzzeitiger Tausalzexposition Chloride entlang des Risses zur Stahl-Beton-Grenzfläche transportiert wurden, bietet das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBT) die Technische Richtlinie „Instandhaltung von Betonbauwerken“ [8] mehrere Möglichkeiten. Eine davon, der Kern der vorliegenden Arbeit, ist die Instandsetzungsmethode 8.3 (ehemals W-Cl) „Beschichtung zur Erhöhung des elektrischen Widerstandes“ des Betons. Der rechtliche und technische Hintergrund dieses Instandsetzungsprinzips wird von Breit et al. zusammengefasst [70]. Das DIBT [8] schreibt weiter, dass im Falle einer hohen Chloridkontamination eine Austrocknung nach der Applikation eines dampfdiffusionsoffenen, rissüberbrückenden Beschichtungssystems nicht zu erwarten ist. Außerdem ist vorgeschrieben, dass dieses Prinzip nur dann angewandt werden darf, wenn ein fortlaufendes Korrosionsmonitoring garantiert wird. Oberhalb einer Chloridkonzentration von 1,5 M.-%/z. ist von der Umsetzung dieser Methode abzusehen [8]. Ein vergleichbarer Schwellenwert geht auch aus der umfangreichen Langzeitstudie von Wunderle-Beck et al. [23] mit der Aufzeichnung aus 100 Korrosionssensoren über mehrere Jahre anhand realer Stahlbetonbauteile hervor. Die Autoren vertreten die Ansicht, dass diese Instandsetzungsmethode bei Chloridkonzentrationen über 1,0 M.-%/z. ihr Ziel verfehlt.

Im Rahmen der vorliegenden Dissertation, speziell in Kapitel 3.2, wird gezeigt, inwieweit diese kostenschonende Instandsetzungsmethode funktioniert und vor allem wo sie ihre Grenzen hat.

Bei der Überprüfung dieses Szenarios durch laborseitige Versuche eröffnen sich verschiedene Ansätze:

- Tausalzexposition der Probekörper bis Korrosion einsetzt und sofort daran anschließende Beschichtung. Daraus ergäben sich aufgrund der oben beschriebenen Komplexität unterschiedlich lange Tausalzexpositionen, aber ein einheitlicher Beginn der Instandsetzung mit der Korrosionsaktivität.
- Einheitliche Tausalzexposition aller Probekörper für drei Monate in Analogie zu einer Winterperiode und anschließende Beschichtung, unabhängig davon, ob Korrosion eingesetzt hat oder nicht.

Mit dem ersten Ansatz ließen sich speziell die zugrundeliegenden Mechanismen der Korrosionsinitiierung parametrisch abdecken, aber der Realitätsbezug zu tatsächlich verbauten Stahlbetonteilen wäre nur schwer herzustellen. Mit dem zweiten Ansatz lässt sich eben dieser Bezug herstellen, auch wenn in Kauf genommen werden muss, dass Probekörper, obwohl sie zur Untersuchung von Korrosionsaktivität konzipiert sind, passiv bleiben. Das hat allerdings den Vorteil, dass mit diesen passiven Probekörpern gegenübergestellt werden kann, welcher hier messbare Parameter entscheidend wirkt und welcher nicht. Die Wirksamkeit jeder Methode, so auch jeder Instandsetzungsmethode, kann nur gewährleistet werden, wenn alle einwirkenden Parameter bekannt sind und diese überwacht werden können.

1.6 Instrumentierung der Bewehrung und Korrosionsmonitoring

Die Aufgabe des Korrosionsmonitoring besteht darin, die Korrosionsparameter im Inneren von korrosionsaktiven Stahlbetonbauteilen möglichst vollständig zu erfassen, aber diese gleichzeitig nur minimal zu beeinflussen [72]. Dabei wird die Entwicklung der Korrosionsaktivität anhand der regelmäßigen Aufzeichnung der Korrosionsstromintensität, der Treibspannung und der entgegenwirkenden Systemwiderstände überprüft. Grundlage hierfür ist das ohmsche Gesetz:

$$R = \frac{U}{I} \text{ bzw. } I = \frac{U}{R} \quad (2)$$

mit R: Systemwiderstand [Ω]
U: Treibspannung [V]
I: Korrosionsstrom [A]

Damit die Korrosionsparameter gemessen werden können, muss ein sogenannter Drei-Elektroden-Aufbau realisiert werden. Dazu wird der korrosionsaktive Bewehrungsabschnitt detektiert, isoliert und anschließend elektrisch kontaktiert (vgl. Abb. 5).

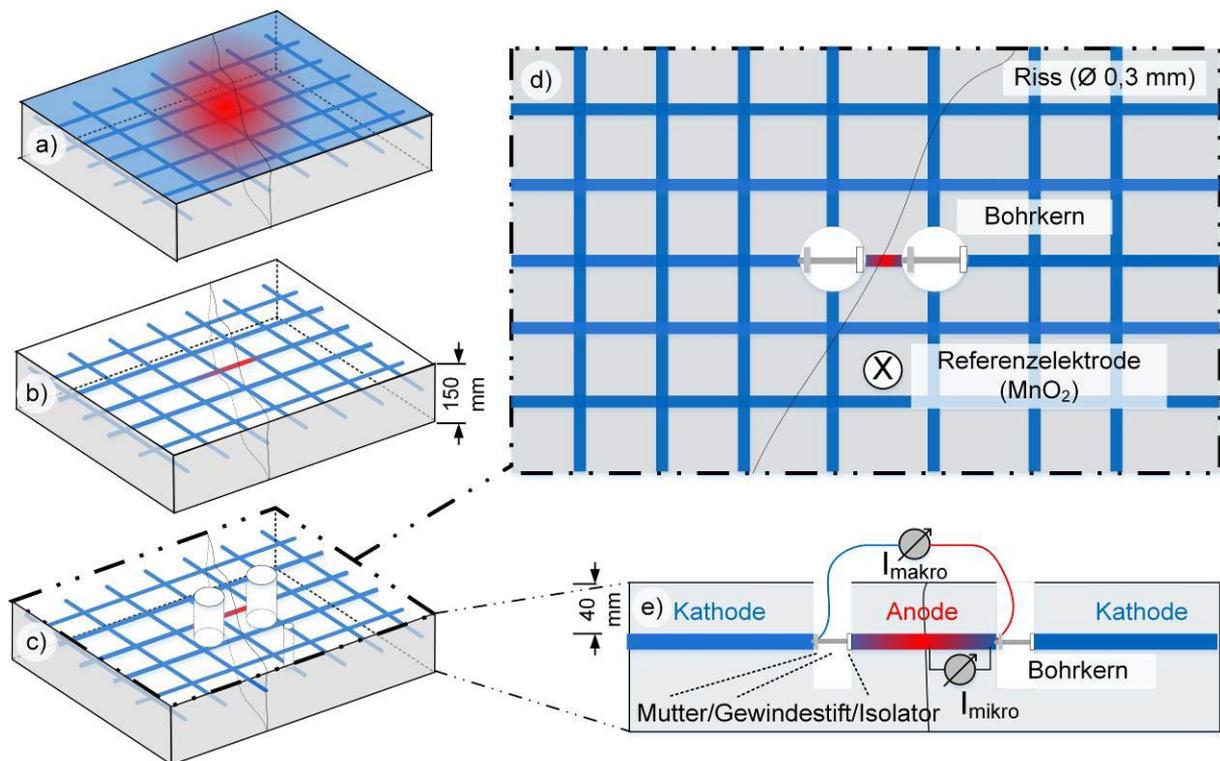


Abbildung 5: Schematische 3D-Skizze einer gerissenen, korrosionsaktiven Stahlbetondecke mit beispielhaftem Ergebnis aus einer Potentialfeldmessung (a). Andeutung der anodisch wirksamen Bereiche der Bewehrung (rot) und der kathodisch wirksamen Bereiche (blau) (b). Isolation des anodisch wirkenden Bewehrungsabschnitts und Komplettierung des Drei-Elektroden-Aufbaus (c&d). Erläuterung der Kontaktierung der einbetonierten Bewehrung und Differenzierung der Makro- und Mikrozellströme (e).

Figure 5: Schematic 3D-Sketch of a cracked, corrosion active reinforced concrete floor with exemplary results from potential mapping (a). Indication of anodically (red) and cathodically (blue) effective reinforcement (b). Isolation of the anodically effective reinforcement section and completion of the three-electrode-setup (c&d). Explanation of the electric contact to the concreted reinforcement and differentiation of macro- and microcellcurrent (e).

Das Freibohren der Bewehrung, die elektrische Kontaktierung und vor allem das abschließende Verfüllen der Bohrlöcher verändern die natürlichen Randbedingungen der vormals unberührten galvanischen Zelle. Denkbare Einflüsse sind Spaltkorrosion an der Kontaktstelle, Feuchtigkeitseintrag durch den frischen Mörtel und ein pH-Gradient zwischen diesem Mörtel und dem altem Beton inklusive daraus hervorgehender Diffusionspotentiale [73]. Eine Studie von Fraundorfer [74] zeigt allerdings, dass diese Überprägung nicht ausschlaggebend ist und die Korrosionsaktivität weiterhin natürlich abläuft.

Nach diesem Eingriff hat der isolierte Bewehrungsstab keine statische Funktion mehr und ist als repräsentative Elektrode zur Nachverfolgung der Korrosionsaktivität des Bauteils konzipiert. Während der Korrosionsstrom zwischen den anodisch (rot) und kathodisch (blau)

wirkenden Bereichen fließt, können die Potentiale nur gegen eine Referenzelektrode (schwarzes Kreuz) gemessen werden. Hierzu wird meist eine Mangandioxid-(MnO₂)-Referenzelektrode verwendet. Diese sind werkseitig gegen Standardreferenzelektroden wie zum Beispiel Ag/AgCl kalibriert und weisen ein konstantes Potential auf. Damit ist der Drei-Elektroden-Aufbau vollständig und die Korrosionsaktivität kann gemessen werden.

Das sogenannte Makrokorrosionsmodell nach Schwenk [75] bildet die Grundlage der Modellierung der Korrosion von Stahl in Beton (Gleichung 4). Der Begriff „Makro-“ leitet sich aus der Hypothese ab, dass anodisch und kathodisch wirkende Bereiche eindeutig räumlich, also makroskopisch, getrennt sind. Außerdem liegen in diesem Fall besonders korrosionsfördernde Flächenverhältnisse vor. Die Trägheit der kathodischen Teilreaktion wird dann durch sehr große Oberflächen im Gegensatz zur lokal konzentrierten und reaktionskinetisch schnelleren anodischen Eisenauflösung kompensiert [76; 77].

Das Phänomen der Elementbildung auf einem einzelnen Bewehrungsabschnitt wird als Mikrozellkorrosion bezeichnet (vgl. Abb 5 e). Dagegen wird das Korrosionsmonitoring, innerhalb dessen die Halbzellen getrennt werden können, mit dem Makrokorrosionsmodell beschrieben [51]. Mikrozellkorrosion ist nicht zu eliminieren und muss deshalb als fortwährender Unsicherheitsfaktor des Makrokorrosionsmodells berücksichtigt werden [78; 79]:

$$I_{korr} = I_{makro} + I_{mikro} \quad (3)$$

mit I_{korr} : Gesamter Korrosionsstrom der instrumentierten Bewehrung [A]
 I_{makro} : Messbarer Korrosionsstrom zwischen den instrumentierten Halbzellen [A]
 I_{mikro} : Nicht messbarer Beitrag des Korrosionsstroms auf den anodisch konzipierten Bewehrungsabschnitt [A]

In Anlehnung an das ohmsche Gesetz wurde das Makrokorrosionsmodell durch Raupach, Osterminski et al. und Beck et al. [51; 78; 80] weiterentwickelt. Abschließend können der Makrozellkorrosionsstrom I_{makro} und vor allem die Korrosionsstromdichte spezifiziert werden:

$$I_{makro} = \frac{E_{0,K} - E_{0,A}}{R_{P,K} + R_{P,A} + R_E} \quad (4)$$

mit I_{makro} : Makrozell-Korrosionsstrom [A]
 $E_{0,K}$: Ruhepotential der Kathode [V]
 $E_{0,A}$: Ruhepotential der Anode [V]
 $R_{P,A}$: Polarisationswiderstand der Anode [Ω]
 $R_{P,K}$: Polarisationswiderstand der Kathode [Ω]
 R_E : Elektrolytwiderstand des Betons [Ω]

und weiter:

$$i_{korr} = \frac{1}{A_A} \cdot \left(\frac{E_{0,K} - E_{0,A}}{\frac{r_{P,A}}{A_A} + \frac{r_{P,K}}{A_K} + G_E \cdot \rho_E} + I_{mikro} \right) \quad (5)$$

mit	i_{korr} :	Korrosionsstromdichte [A/m ²]
	I_{mikro} :	Korrosionsstrom infolge Mikrozellkorrosion [A]
	$E_{0,K}$:	Ruhepotential der Kathode [V]
	$E_{0,A}$:	Ruhepotential der Anode [V]
	$r_{P,A}$:	Integraler spezifischer Polarisationswiderstand der Anode [Ωm^2]
	$r_{P,K}$:	Integraler spezifischer Polarisationswiderstand der Kathode [Ωm^2]
	ρ_E :	Spezifischer Elektrolytwiderstand von Beton [Ωm]
	A_A :	Anodenfläche (korrodierende Stahloberfläche) [m ²]
	A_K :	Kathodenfläche (an der Reduktionsreaktion beteiligte Stahloberfläche) [m ²]
	G_E :	Geometriekonstante des Makrozellkorrosionselements [m ⁻¹]

Hierbei ist anzumerken, dass Gleichung 5 zwar die Forderung zur Kenntnis über die Fläche, insbesondere die ausschlaggebende Anodenfläche A_A , stellt. Es wurden aber von den Urhebern dieses Modells keine deterministischen Wege angegeben, wie diese zu ermitteln sei. Die Information der Korrosionsstromdichte ist besonders wichtig, um mit Hilfe des faradayschen Gesetzes:

$$\Delta m = \frac{M \cdot \int I_{korr}(t) \cdot dt}{z \cdot F} \quad (6)$$

mit	Δm :	Masseverlust [g]
	M :	Molare Masse (von Eisen) (55,845) [g/mol]
	I_{korr} :	Gesamter Korrosionsstrom [A]
	t :	Zeit [s]
	z :	Ladungszahl (von Eisen) (2) [-]
	F :	Faraday-Konstante ($9,6485 \cdot 10^4$) [A·s/mol]

aus dem galvanischen Masseverlust einen Querschnittsverlust der korrosionsaktiven Bewehrung abschätzen zu können. Letztendlich ist der Querschnittsverlust der Bewehrung die einzig relevante Größe in der Zustandsanalyse bezüglich der Standsicherheit und der Restnutzungsdauer betroffener Bauteile. Der präzisen Ermittlung der Korrosionsstromdichte stehen allerdings zwei unabhängige Faktoren entgegen (vgl. Kapitel 3.2): zum einen der Unsicherheitsfaktor der Mikrozellkorrosion, welcher bis zu 90% betragen kann [78]; zum anderen, die Tatsache, dass die tatsächlich wirksame Oberfläche der anodisch fungierenden Bewehrung bisher nicht bestimmt werden kann. Die oben genannten Entwickler [51,75,78,80] des Makrokorrosionsmodells umgingen dieses Problem vorerst durch eine Pauschalisierung dieser Fläche auf eine wenige Zentimeter breite Mantelfläche der Bewehrung im Rissbereich. Im Falle einer singulären Lochfraßkorrosion nach [22] wird der Querschnittsverlust durch diese Pauschalisierung immer noch deutlich unterschätzt. Zudem beläuft sich der statisch relevante Teil des Restquerschnitts infolge der Lochfraßkorrosion auf den kleinsten sphärischen Teil des

verbliebenen Stahlquerschnitts [81]. Aktive Lochfraßkorrosion führt also zu einem exponentiellen Anstieg der Versagenswahrscheinlichkeit der betroffenen Bewehrung.

In der Vergangenheit wurden zur Abschätzung der Korrosionsrate, also dem Stahlabtrag in Millimeter pro Jahr, zahlreiche Monitoring-Methoden entwickelt. Diese Methoden können in volumetrische, gravimetrische und coulometrische Ansätze unterteilt werden. Moderne, hochauflösende Computertomographie (μ CT) erlaubt eine zerstörungsfreie, volumetrische Differenzierung der verschiedenen Materialien Beton, Stahl und Rost anhand ihrer verschiedenen spezifischen Dichten im zeitlichen Verlauf der Korrosion [82]. Diese Methode eignet sich hervorragend zur Kalibrierung anderer Monitoringmethoden, ist aber aufgrund der technischen Voraussetzungen nur im Labor möglich. Der gravimetrische Ansatz beruht auf dem Wiegen der Stahlstäbe vor und nach einer Versuchsserie, um den gemessenen Strom mit dem tatsächlichen Masseverlust korrelieren zu können [78]. Auch diese Methode ist nur im Labor möglich, da die Masse des zukünftig korrodierenden Bewehrungsstabes in realen Stahlbetonbauteilen unbekannt bleibt. Die Coulometrie, also die oben erläuterte Bestimmung des galvanisch messbaren Masseverlusts, ist die einzige Brücke zwischen laborseitigem und infrastrukturellem Korrosionsmonitoring.

Hierin ist die Analyse des linearen Polarisationswiderstands (LPR) nach Wagner&Traud [83], Stearn&Geary [84] sowie Stern&Weiser [85] vorrangig:

$$i_{\text{korrr}} = \frac{1}{R_p} \cdot \frac{\beta_A \cdot |\beta_K|}{2,3 \cdot (\beta_A + |\beta_K|)} = \frac{B}{R_p} \quad (7)$$

mit	i_{corr} :	Korrosionsstromdichte [A/m^2]
	R_p :	Polarisationswiderstand [Ωm^2]
	β_A :	Anodische Tafelsteigung [V]
	β_K :	Kathodische Tafelsteigung [V]
	B:	Polarisationskonstante [V]

Der lineare Polarisationswiderstand der jeweiligen Elektroden kann nur in deren depolarisierten, also entkoppelten Zustand gemessen werden [10]. Hierzu muss der Kurzschluss zwischen anodisch und kathodisch wirkenden Bereichen der Bewehrung getrennt werden, und erst dann kann eine lineare Polarisation durchgeführt werden. Meist beläuft sich das Spannungsintervall dabei auf ± 20 mV um das Ruhepotential $E_{0,A}$ bei einer Vorschubgeschwindigkeit von 0,125 mV pro Sekunde [58]. Der Polarisationswiderstand der Elektroden kann außerdem über den sogenannten integralen Polarisationswiderstand (IPR) gemessen werden. Abbildung 6 zeigt hierzu den elektrochemischen Zusammenhang anhand der – für die Bewehrungskorrosion idealisierten – Strom-Potential-Kurven nach [18].

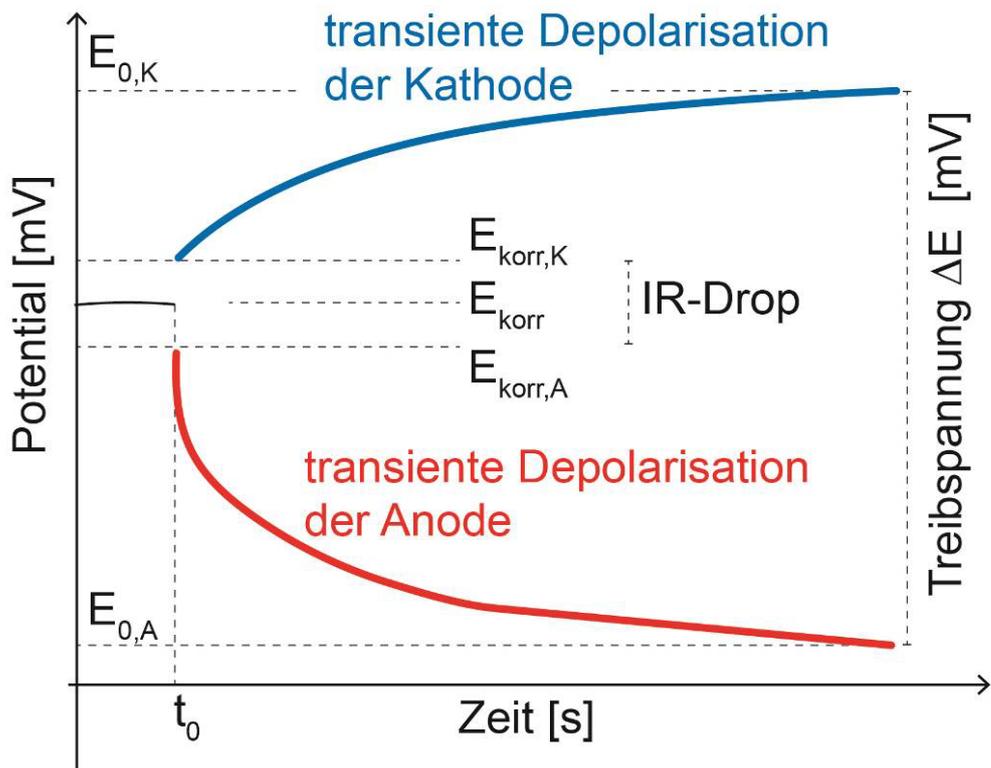
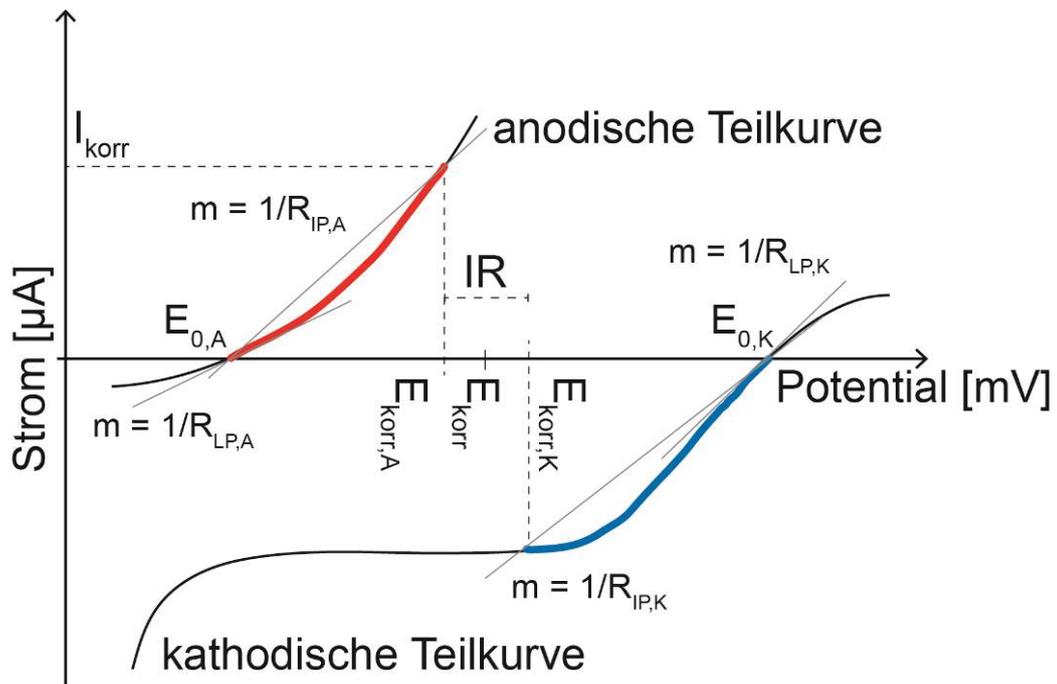


Abbildung 6: Darstellung der für die Bewehrungskorrosion idealisierten Strom-Potential-Kurven der beiden Stahlelektroden und geometrische Differenzierung der Polarisationswiderstände anhand der inversen Geradensteigungen (oben). Synchrones Depolarisationsverhalten der galvanischen Zelle nach Öffnen des Kurzschlusses zum Zeitpunkt t_0 (unten).

Figure 6: Depiction of idealised current-potential-curves for the steel electrodes within reinforcement corrosion and geometric differentiation of the polarization resistances according to their inverse linear gradients (top). Synchronised depolarization behavior of the galvanic cell after switching to open circuit at time t_0 (below).

Der lineare Polarisationswiderstand R_{LP} entspricht der Tangentensteigung einer erzwungenen Stromantwort auf externe Polarisation um das Ruhepotential E_0 . Demgegenüber entspricht der integrale Polarisationswiderstand R_{IP} der Sekantensteigung zwischen dem IR-Drop-bereinigten Korrosionspotential und dem Ruhepotential der jeweiligen Elektrode. Der IR-Drop entspricht dem Spannungsverlust im Elektrolyten und ist das Produkt aus dem Korrosionsstrom und dem Elektrolytwiderstand in der galvanischen Zelle. Jede elektrochemische Messung innerhalb des Korrosionsmonitoring sollte um diesen Betrag bereinigt werden [86]. Die synchrone Messung des Depolarisationsverhaltens der beiden Elektroden ermöglicht die Ermittlung des IR-Drops. In der Dissertation von Harnisch [20] findet sich eine anschauliche Gegenüberstellung der beiden Berechnungsmethoden des Polarisationswiderstands der Anode. Beide Varianten können zur qualitativen Bewertung des Korrosionssystems herangezogen werden. Die quantitative Bewertung des Korrosionssystems und im Speziellen dessen Korrosionsrate hätte nur Bestand, wenn die beteiligten Flächenverhältnisse bekannt wären. Andernfalls müssten signifikante Abweichungen zwischen berechneter und tatsächlicher Korrosionsrate in Kauf genommen werden [87]. Man kann also festhalten, dass das Korrosionsmonitoring ohne Kenntnis über den Betrag der Elektrodenoberfläche im Moment des Messens nie belastbar sein wird. Es muss ein Parameter gefunden werden, der den Betrag der als Elektrode wirksamen Oberfläche impliziert, analytisch lösbar ist und im Rahmen der oben beschriebenen Instrumentierung umgesetzt werden kann. Die Analyse des transienten Depolarisationsverhaltens (vgl. Abb. 6 unten) zur Bestimmung der Zeitkonstante der RC-Glieder und letztlich der intrinsischen Doppelschichtkapazität erfüllt diese Kriterien und ist innovativer Kern der vorliegenden Dissertation. Dies wird in Kapitel 4 begründet.

Damit sind die Grundlagen zum aktuellen Wissensstand und der darauf aufbauenden, eigenen Veröffentlichungen gegeben. Nachfolgendes Kapitel behandelt zunächst die Optimierung des Probekörper-Designs zur Untersuchung der Korrosionsmechanismen von Betonstahl in gerissenem, kurzzeitig tausalzexponiertem und anschließend beschichtetem Stahlbeton.

2. Authentizität und Reproduzierbarkeit im Probekörper-Design

Die folgende Veröffentlichung beschreibt die Entwicklung eines authentischen und reproduzierbaren Probekörper-Designs zur Demonstration der Korrosionsmechanismen in gerissenem, kurzzeitig tausalzexponiertem und anschließend beschichtetem Stahlbeton. Die dabei hergestellten Probekörper bilden die Grundlage für redundante Parameterstudien an gerissenen Stahlbetonbauteilen und für Wirksamkeitsanalysen diverser Instandsetzungsmethoden infolge der Bewehrungskorrosion. Die dabei eingeleiteten Risse sind singular und maßhaltig und haben eine Rissbreite von 0,3 mm. Dabei können sowohl Biege- als auch Trennrisse eingestellt werden. Die Abmessungen der Probekörper sind mit $400 \times 120 \times 120 \text{ mm}^3$ (L*W*H) auf ein Minimum begrenzt. Die geforderte Betondeckung von 40 mm kann trotzdem eingehalten werden. Eine Querschnittsverjüngung im Schalungsbau erlaubt eine gezielte Risseinleitung über den anodisch konzipierten Stahlstab. Gleichzeitig stellt diese Querschnittsverjüngung ein Reservoir für 30 ml der Prüflösung dar. Die Prüflösung besteht in allen Versuchsserien aus einer 1,5% NaCl-Lösung und wurde einmal wöchentlich beaufschlagt. Die kathodisch konzipierten Stahlkörbe liegen in den beiden Randbereichen der balkenförmigen Probekörper. Die aufwendige Herstellung der Kathodenkörbe liefert ausreichend große kathodisch wirksame Flächenanteile bei dem geforderten Mindestabstand der Bewehrungselemente. Damit ist die Vergleichbarkeit mit der umfangreichen umliegenden Bewehrung in realen Stahlbetonbauteilen hergestellt. Durch den einzelnen anodisch konzipierten Stahlstab und die parallel dazu verlaufenden Glasfaserstäbe ist der Rissbereich nur sehr gering bewehrt. Das erleichtert den Ausbau der korrodierten Stahlstäbe erheblich und ermöglicht gleichzeitig eine vollständige Erhaltung der Stahl-Beton-Grenzfläche in der Zementsteinmatrix. Es können also beide Aspekte, die Stahloberfläche und der Chloridtransport zwischen gerissenen und ungerissenen Bereichen des Betongefüges, präzise nachvollzogen werden.

Die dabei erzielten Ergebnisse legen eindeutig nahe, dass die Korrosionsaktivität im Riss ausschließlich an die Mechanismen auf der anodischen Seite der galvanischen Zelle gebunden ist. Sowohl die Depassivierung als auch die infolge einer Instandsetzung erhoffte Repassivierung geht allein mit signifikanten Änderungen auf der anodischen Seite einher. Der Elektrolytwiderstand und die Mechanismen in der kathodischen Halbzelle spielen dabei keine Rolle. Der Diffusionskoeffizient der Chloride entlang der Stahlbetongrenzfläche legt nahe, dass der Transport hier zwei bis dreimal so schnell ist wie in intaktem Beton.

Carbon steel electrodes within chloride induced reinforcement corrosion in cracked concrete: Approximation to deterministic system response

Christoph Zausinger  | Nico Müller | Florian Gilch | Kai Osterminski | Christoph Gehlen

Centre for Building Materials, Chair of Materials Science and Testing, School of Engineering and Design, Munich, Germany

Correspondence

Christoph Zausinger, Centre for Building Materials, Technical University Munich, Munich 81245, Germany.
Email: christoph.zausinger@tum.de

Funding information

Deutsche Forschungsgemeinschaft

Abstract

Research on chloride-induced corrosion in cracked, reinforced concrete is of steady economic and scientific importance. The ever-growing amount of reinforced concrete structures in need for maintenance and preservation calls for suitable and reliable methods to assess the current state. The present study demonstrates a specimen design that allows authentic corrosion monitoring, including solely carbon mild steel as working and counter electrodes, singularly cracked concrete as electrolytes and a conservative dismantling of the anodic steel-concrete interface (SCI) at the end of 180 days of monitoring. The electrochemical features of the evolved specimen narrow down to the textbook behavior of the investigated electrodes according to the electro potential series of metals. The most prominent results are the chloride profiles at depth of rebar along the SCI, the build-up of driving potential, and the decisive contribution arising from the anodic equilibrium potential. Accordingly, future repair methods should always include observation of the anodic equilibrium potential and their effectiveness is clearly addressed in the course of that value.

KEYWORDS

chloride induced corrosion, cracked concrete, driving potential, equilibrium potential

1 | INTRODUCTION

To relieve infrastructure, to better understand and timely assess structural conditions within and beyond their reliability, modeling of empirically collected data sets and their redundant proofs is increasingly gaining value in structural maintenance and monitoring.^[1–3] As soon as

reproducibility is achieved, the collected data feed iterative numeric in combination with the ever-growing database. This is the only way to provide the appropriate key to damage- and cost-reducing structural assessment and simulation.

Over the past few decades, the investigation of chloride-induced rebar corrosion in cracked reinforced

Nico Müller and Florian Gilch contributed equally to this study.

This is an open access article under the terms of the Creative Commons Attribution License, which permits use, distribution and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

© 2023 The Authors. *Materials and Corrosion* published by Wiley-VCH GmbH.

concrete has been of steadily increasing economic and scientific importance.^[4] Due to the latent progress of damaging effects during chloride-induced rebar corrosion and its catastrophic consequences for buildings and infrastructures, all possible scenarios have to be investigated parametrically. Additionally, the complexity of constructively conditioned cracks in reinforced concrete, which do shorten the time of corrosion initiation and thereby accelerate the chloride-induced loss of rebar cross section, must be taken into account.^[5] Cracks display an accelerated pathway for those deleterious chlorides and their features have been discussed appropriately: crack width,^[6,7] crack depth,^[8] micro cracks,^[9] numerical modeling of crack propagation,^[10] numerical modeling of corrosion initiation,^[11,12] holistic approaches onto corrosion in cracked concrete,^[13,14] and reviews.^[15]

As many monitoring methods and concepts have been developed abundantly and numerous studies on mechanisms of chloride-induced corrosion were performed, a clear tendency of critical parameters is still highly debated. Complex problems arising from investigating corrosion activity in cracked concrete are numerous but plenty of discussions have already built up a solid base of crucial parameters.

The first and probably most important in terms of corrosion determinant is the steel-concrete interface (SCI).^[16,17] Without hierarchical judgment the prominence of the SCI is followed by the polarization resistance on the anodic site, macrocell,^[18,19] and microcell corrosion processes,^[20,21] electrolytic resistance of concrete^[22,23] and effects arising in long-term corrosion monitoring.^[1,24,25]

For some reason, little has been reported about the formation and evolution of driving potential ΔE ,^[3] although it builds up a major part in macrocell corrosion modeling (see Section 2).

It can be stated that the processes on and along the SCI are of crucial importance.^[16,17] Because of that, the present study demonstrates a specimen design which allows authentic corrosion monitoring concepts including solely steel as working and counter electrodes, singularly cracked concrete as electrolyte and finally a conservative uncovering of the SCI in addition with chloride profiling along that specific area. Furthermore, the present study is part of a major research project to evaluate the effectiveness of the patch repair “increasing the electrical resistivity by coating” (MR 8.3), but within this report, we stick to the evolution of the specimen setup, built up of driving potential and correlation with chloride profiling. Chloride in chloride-induced corrosion is obviously the predominant factor in damage initiation and damage assessment. The literature approach on the determination of critical chloride

concentrations c_{Cl} is enormous and several studies have tried to comprise the actual state of knowledge.^[26–28] Thereby, the concentrations are mostly given in mass percent per mass of cement (M.-%/c.) and mandatorily determined closely below the depth of rebar. To give a few key facts: According to Schnell and Raupach the critical chloride content c_{crit} to enable corrosion ranges at 0.5 M.-%/c.,^[29] many of the real concrete structures and representative, scientific specimens range at 1.0 M.-%/c. after a chloride exposure equivalent to one winter period.^[1,2] Additionally, it is clearly stated by Wunderle et al. that conservative repair principles like application of a surface protection system will most probably fail if c_{Cl} is above 1.5 M.-%/c and monitoring is imperative in any case.^[1] Within the framework of the present study, precisely this borderline case is simulated and the underlying processes are uncovered.

2 | ELECTRO/-CHEMICAL PREREQUISITES FOR REBAR CORROSION

To gain all possible electrochemical processes at the surface of the reinforcement, a three-electrode-setup is mandatory. Next to the anodic and cathodic conceived rebar, working as corrosion sensors, a MnO_2 reference electrode, referenced to $Ag/AgCl$, completes the present three-electrode-setup. From then on, the prominent model of macrocell corrosion, introduced by Schwenk,^[30] is applicable:

$$I_{macro} = \frac{E_{0,C} - E_{0,A}}{R_{P,A} + R_{P,C} + R_E} = \frac{\Delta E}{R_{P,A} + R_{P,C} + R_E} \quad (1)$$

Whereby I_{macro} is the macrocell corrosion current measured in [μA], ΔE is the driving potential measured in [mV], E_0 is the resting potential measured in [mV], R_P is the polarization resistance measured in [Ω] and R_E is the electrolytic resistance of concrete measured in [Ω]. Unfortunately, the terms for electrode potential are used contrary to each other in the countless literature references. For the sake of clarity, we assume the “corrosion potential” to be the value of the whole, short-circuited reinforcement against the reference electrode. This value is comparable to potential values from half-cell potential mapping,^[31–35] with the difference of measuring the half-cell potential within the concrete and not on its surface. The term “resting potential” is used synonymously to “equilibrium potential” and “fully depolarized open circuit potential,” whereby the term “free corrosion potential” describes the transient value of

potential between closed circuit and resting potential of each decoupled electrode-like anode or cathode. The indices A and C describe the affiliation of each parameter to the different electrodes anode and cathode. The theoretical value of each depolarized electrode, hence the “equilibrium potential” arises from the Nernst equation. However, as we will not determine the concentrations of oxidized iron ions Fe^{2+} and reduced water ions OH^- , we stick to the empirical measure.

Raupach proved the adaption of Equation (1) onto chloride induced macrocell corrosion and finally normalized all those parameters over the electrode surfaces.^[36] Beck et al. and Osterminski et al. and Warkus et al. extended this model by an uncertainty factor “microcell corrosion current.” But as microcell currents were negligible in here and effective electrode surfaces are still indeterminable,^[37] we dispensed on further upgrades of the model given in Equation (1) for the time being.

3 | METHODS AND EXPERIMENTAL

3.1 | Methodological approach

This study is the result of several attempts to successfully reproduce the natural formation of corrosion in cracked reinforced concrete according to corrosion parameters of real reinforced concrete structures as shown in the work of Wunderle et al.^[1] Natural formation is supposed to emphasize the approach of corrosion initiation via chloride solution impingement onto the cracked surface at suitable chloride solution concentrations (1.5% NaCl ^[3]) and without any further potential or galvanic polarization. The specimen design is based on the works of Hiemer et al.^[3] and Kessler et al.,^[2] who focused on the influence of bending cracks and is now adopted on transverse cracks with the major advantage of crack proof and conservative SCI-exposure at the end of the investigation period.

3.2 | Specimen setup

Figure 1 depicts the evolution of the herein presented specimen setup over the last few years and its outlook. Additionally, the concretization as well as instrumentation features, material properties, and experimental timeline are shown.

Following the previous studies^[2,3] the concrete casting, the measurement routine and exposure conditions were analogously carried out on a set of 10

transversely cracked specimens (version I in Figure 1). The thereby applied working principle is mostly valid for both versions I & II and is summarized in the following. Major differences within the versions are depicted apparently but we start with the explanation of version I: The anodic conceived rebar with 10 mm in diameter of the type B500B, manufactured according to Tempcore® procedure^[38] is positioned closely below the glass fibers (Schöck-Combar®), centered in the specimen and has a concrete cover of 40 mm respectively. The total length of the anode is 200 mm, its marginal regions are covered by highly alkaline mortar and a shrinkage tube on top of the mortar to reduce the possibility of cathodic processes on the anodic conceived steel. Both electrodes, anodic bars, and cathodic baskets are electrically contacted via soldering eyes. The static structure of version I consists of four glass fiber rebars, which are symmetrically oriented in the c-axis of the specimen. That glass fiber rebar was supposed to ensure crack confinement without any electrochemical contribution to the formation of a galvanic cell.

Material categories, concrete casting according to DIN EN 12350, part 5,^[39] part 6,^[40] and part 7^[41] as well as DIN 1045-2^[42] 28 days of posttreatment, and permanent “dry” storage at 20°C and 85% relative humidity as well as the transverse crack formation were performed identically for version I and II. The median compressive strength of the separately casted concrete cubes with 150 mm edge length according to DIN EN 12390, part 1,^[43] part 2,^[44] and part 3^[45] ranged closely above 50 MPa. The cracks were formed by the application of splitting compressive load onto the center of the specimen, until the desired crack width of 0.3 mm was reached at the specimen’s surface.

The failure of the version I approach is explained in Section 4. Because of this failure, we updated the specimen design to its final version II: In the second turn of this study, finally a series of eight transverse cracked, reinforced concrete bars were investigated. The splitting-induced crack had a superficial width of 0.3 mm (see Figure 1) and was caught by just a single Tempcore® steel bar B500B,^[38] $d = 8$ mm as expected. This bar works as the conceived anode and has a concrete cover of 40 mm respectively. The total length of the anode is 150 mm. The electric contact to both the anodic conceived bar and the cathodic conceived cages is guaranteed via a noble steel threaded rod with 3 mm in diameter and a cable lug on that rod (see Figure 1). The marginal regions of the steel-rebar-rod-junction were sealed with a Teflon disc to avoid crevice corrosion at the junction.^[46] The marginal regions of the glass-fiber-rebar rod junction were just glued. Statically this glued part of the junction is very weak, but as it lies in the faraway of

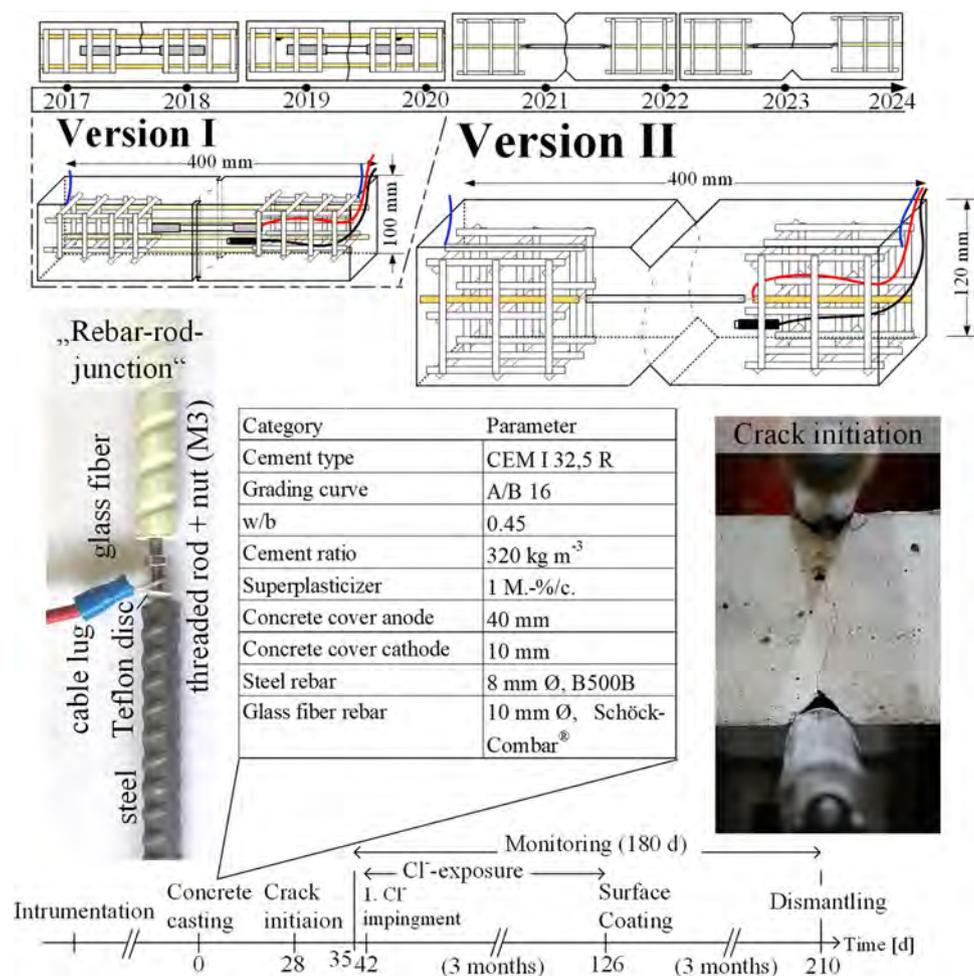


FIGURE 1 2D-Sketches of the preliminary specimen history. 3D-Sketches demonstrate the cathodic conceived mild steel baskets (linked to blue cable), a centered anodic conceived mild steel rebar (linked to red cable) with sealed margins (transparent gray in case of version I) and a MnO_2 -reference electrode (linked to black cable). Four (in version I) and two (in version II) glass fiber rebars (Schöck-Combar®) (yellow) ensure geometric alignment. The rebar-rod-junction allows geometric and electric confinement. Additionally, the rebar and concrete recipe as well as the crack initiation and the overall empirical timeline are shown. [Color figure can be viewed at [wileyonlinelibrary.com](https://onlinelibrary.wiley.com)]

the desired transverse crack, no problems should occur and a dismantling at the end of the investigation is very easy. If bending cracks are desired, the glued glass fiber rod junction needs further fortification. Furthermore, this rebar-rod-junction procedure convinces with the combination of electrical contact and accurate geometric positioning: The glass fiber near end is attached to the far end of the rod, the center part of the glass fiber is fixed to the cathodic cages and the fiber's far end is fixed in the wall of the framework. Thereby, a precision of ± 3 mm of concrete cover is possible and no other spacers are needed in the whole framework (see e in Figure 1).

In contrast to the first approach (I in Figure 2), the cathodic cages of the final version (II in Figure 2) consist out of 24 manually welded steel bars per cage of the same steel type as the conceived anode. This welding procedure of the cathodic cages is on the one hand of extreme high effort, but on the other hand many very important

conditions like electrical continuity, rebar spacing, mineralogical congruence within the steel electrodes, authenticity to cathodic regions in real structures and precise positioning within the framework is ensured permanently.

In both versions, the cathodic cages are positioned at the sides of the reinforced concrete bar to ensure symmetry of an occasional galvanic cell following the work of Warkus et al.^[19] and have a constructively caused concrete cover of 10 mm. To round up the three-electrode setup, consisting of the isolated anode and the cathodic baskets, a MnO_2 -reference electrode by Protector® is positioned just below the later SCI of the anodic steel. The electric connectivity of the pair of cathodic cages is permanently given externally. As soon as the crack initiation is complete, the protruding parts of the glass fibers were cut and the specimens were circumferentially sealed with aluminum laminated butyl rubber

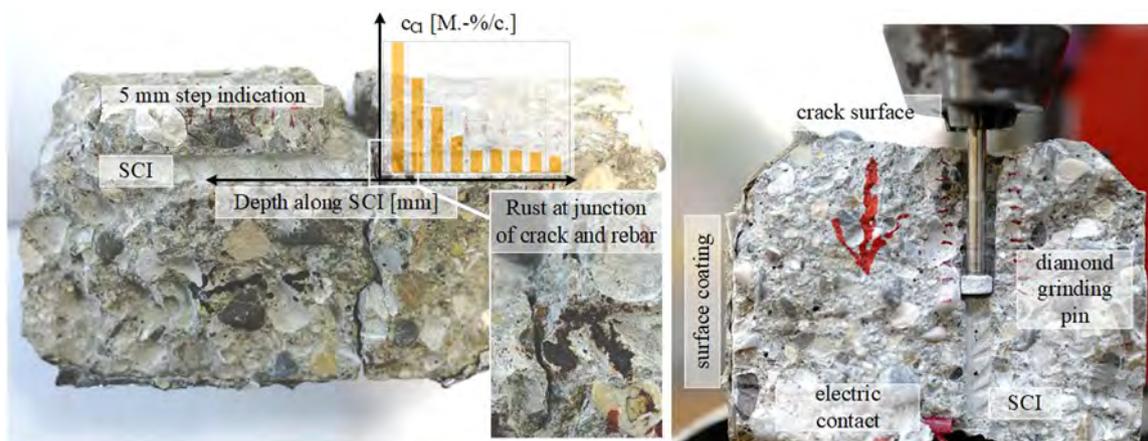


FIGURE 2 Dismantled set of steel-concrete interface (SCI)-bearing parts of the initial specimen displaying the sampling of chlorides along the SCI perpendicular to the crack. Sampling started at the crack surface facing into the primarily sound section of SCI. In the case of macro cell corrosion activity rust products formed at the SCI-crack interface. [Color figure can be viewed at [wileyonlinelibrary.com](https://onlinelibrary.wiley.com/doi/10.1002/maco.202314008)]

tape. This circumferential sealing prohibits further lateral atmospheric ingress.

From then on the continuous monitoring of electrochemical parameters shown in Equation (1) started. The macrocell corrosion current between anode and cathode thus the coupled cages was recorded via an Almemo® DC-shunt ZA9601FS1 once per hour. The potential values were measured once per week with a Gamry®1000-potentiostat, whereby the first measure was the corrosion potential E_{corr} at closed circuit. Subsequently, the circuit was opened, the transient potential was measured at 100 Hz for 30 s and left open for 24 h. After this day of depolarization the two equilibrium potentials $E_{0,A}$ and $E_{0,C}$ were recorded. Additionally, the linear polarization resistances of anode and cathode as well as the electrolytic resistance via a two-point-probing was measured between anode and cathode. For the sake of clarity, we will focus on the course of static potential values and skip the plethora of resistance values. The course of the resistances will be shown as soon as the total research project mentioned in the introduction is completed.

Each measurement routine within the 3 months of chloride exposure concluded with an impingement of 75 mL in version I and 30 mL in version II of 1.5% NaCl solution onto the confined basin above the crack.

After 3 months of weekly chloride impingement, the surface of the samples was coated with a surface protection system OS 11b by Sika®. The monitoring routine was maintained for the following 3 months. After this last period of sample monitoring, the anodic conceived rebars were dismantled whereby the original SCI was conserved. This procedure allowed chloride profiling perpendicular to the crack surface, along the decisive SCI. The exact method of profiling and chloride concentration determination is explained in the following section.

3.3 | Chloride content via drill dust sampling

As already indicated in Section 3.2 we performed the concrete casting via DIN EN 12390-11,^[47] which is equivalent to the concrete, mortar, and cement-based testing method on chloride migration coefficient D_{RCM} from non-steady-state migration experiments described in NT BUILD 492.^[48] This allows for cross-referencing the diffusion coefficients resulting from sound concrete D_{RCM} in contrast to the apparent diffusion coefficient along the SCI abbreviated with D_{SCI} . The calculation of D_{SCI} followed the well-known adaption of Fick's law of diffusion explained in fib Bulletin No. 34.^[49]

Due to the very low degree of reinforcement in the cracked region, the specimen setup of version II easily enables to dismantle the SCI on the anodic site at the end of the 180 days of corrosion monitoring. After destructive splitting, the outer regions of the sample the cathodic baskets fell apart and the remaining center of the specimen was divided parallel to the anodic rebar direction. From then on, we grinded the outcropped SCI along the former direction of the anodic rebar, starting at the crack surface and ending at 45 mm depth away from the crack (see Figure 2).

To enable a drill dust sampling, we grinded along the SCI with a diamond grinding pin possessing a length of five and a diameter of 10 mm. The grinding proceeded in steps of 5 mm corresponding to the height of the pin. The aim was to grind until the mass of one gram of drill dust was collected. A funnel below the grinded SCI guaranteed the collection of the grinded dust.

Chloride analysis within the drill dust samples was determined via argentometric titration according to Springenschmid et al.^[50] As we gained multiple parts

either left or right, above or below the crack, of conserved SCI we sampled two to three SCIs per specimen to increase the statistic value of chloride concentrations. With the present concrete composition, shown in Figure 1, the conversion factor from chloride per mass of concrete to chloride per mass of cement of 7.7 could be derived.

4 | RESULTS AND DISCUSSION

4.1 | General

In the following sections, the focus lies on the results of version II specimens. For the sake of clarity, we would already like to point out that version I did not provide authentic results with regard to real reinforced concrete structures. In version II, macrocell corrosion occurred in 50% of the specimens. Additionally, this percentage of corrosion activity was ensured via visual inspection after the dismantling. In this case, data yielding from passive samples will be depicted in gray and data yielding from active samples will be depicted in specimen-specific colors.

4.2 | Crack patterns

Although the crack widths held the desired 0.3 mm at the top and the bottom of the specimens, the interior crack pattern needed to be checked. The aim was, to prove, the cracks hit the rebars at the desired position. Figure 3 shows the center region of both specimen versions I and II and the resulting interior crack pattern of a resonated specimen under UV-light.

The resulting, interior crack pattern delivered a very good reason for strongly scattering system response and

the sensitivity to the later-on mentioned driving potential onto chloride exposure in version I: The superficially applied 75 mL of 1.5% NaCl-solution had the possibility to reach either the cathodic conceived cages, or the anodic conceived rebar. This prevented the reproducible expression of an otherwise logical, positive driving potential and explains the possibility for negative values (see Section 4.3). As the cause for the undesired crack pattern, we assumed the degree of total reinforcement in the vicinity of the crack to be too high (compare Figure 1). The cracks followed a statically strong axis along the glass fiber rebar up to the cathodic conceived cages. To avoid any of those failures happening again, the final specimen version II was evolved. Within version II a very sharp crack with a width of 0.3 mm throughout the total height established and only scattered along coarse aggregates. This sharp crack is authentic to real concrete structures^[51] and allows reproducible formation of confined anodic formation.

4.3 | Course and buildup of driving potential

After the version I approach of electrochemical corrosion monitoring and weekly chloride exposure, only very few parametric correlations or signs of reproducibility according to the concept established within 180 days of observation. Figure 4 shows a comparison of the potential trends within version I and II.

The driving potential of mostly all specimens from version I showed no response onto chloride contamination and more than half of the specimens showed negative values. This led to the assumption of severe misconception. Within a framework of an extensive sensitivity analysis onto all parameters of the macrocell

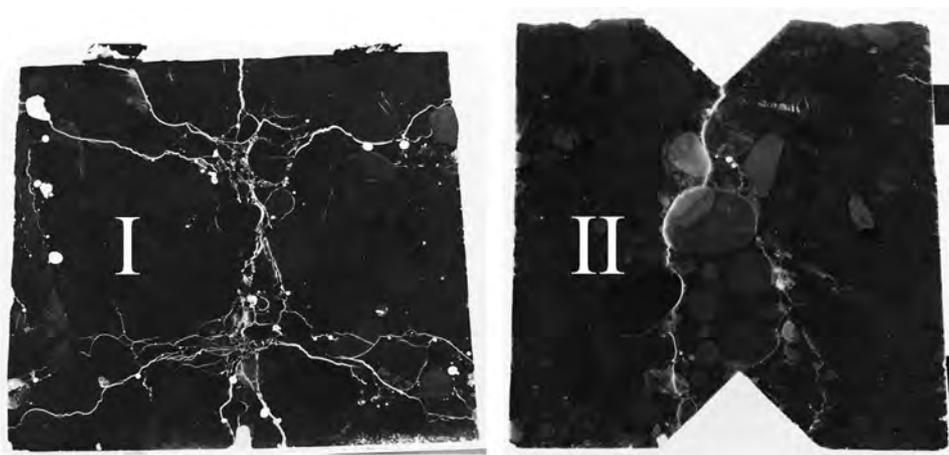
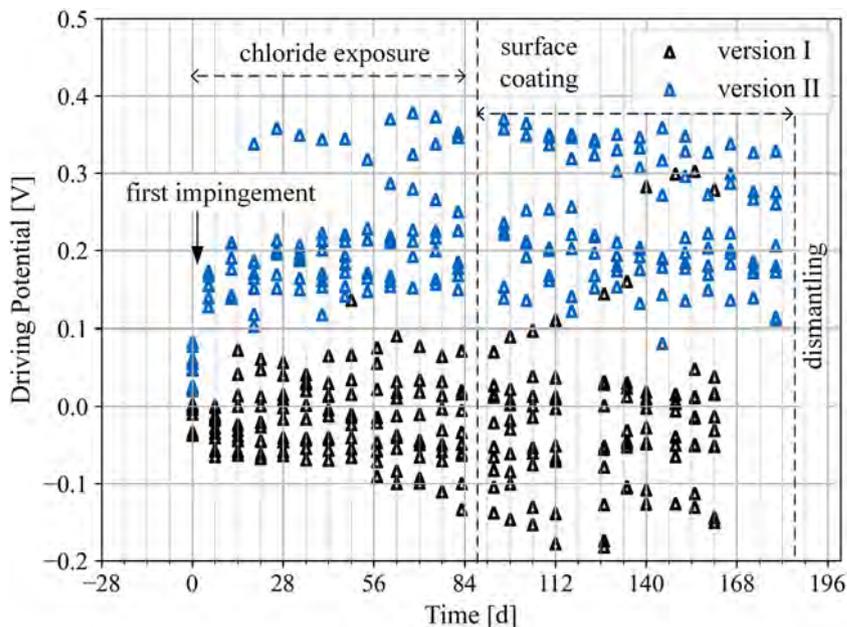


FIGURE 3 The resulting interior crack pattern is shown in greyscale under UV-light after application of fluorescent resin.

FIGURE 4 Course of the driving potential of both versions I and II. [Color figure can be viewed at [wileyonlinelibrary.com](https://onlinelibrary.wiley.com/doi/10.1002/maco.202314008)]



corrosion model (Equation 1) within the failed version I, the cathodic and the anodic equilibrium potentials equally represented more than 99% of influence onto corrosion initiation. We concluded, that the interaction of the two equilibrium potentials and their mergence to the so-called driving potential bear the reason for the misconception.

The driving potential values of version II show several features to be emphasized:

- all values are positive as desired,
- all specimens react equally to the first impingement with a jump of about 100 mV,
- all specimens show an increase of driving potential during chloride exposure and a decrease after the surface coating as well as
- a general increase in scatter of values with time.

Their maximum values occur only within macrocell corrosion activity (see Figure 5) and range at 350 mV, which is also evaluated in the previous study.^[2] The present results allow for a holistic evaluation of the current and future series of the same setup.

The following figures solely focus on the potential values of version II and ensure an in-depth insight into the measurement of potential values with respect to chloride induced corrosion of steel in cracked concrete. The potential values are thereby converted into values against a standard calomel electrode (Ag/AgCl). To allow for further reference, we added the 0-V value against a standard hydrogen electrode (SHE).

As soon as a macrocell corrosion current was detected ($I_{\text{macro}} \geq 1 \mu\text{A}$) at the start of each measurement

routine, the corresponding specimen in Figure 5 is depicted in a specific color (four out of eight specimens). This enables us to trace corrosion activity with respect to time and ambient conditions. Starting with Figure 5a and the cathodic resting potential $E_{0,C}$ we see, that those values do not change drastically whether the sample shows corrosion activity or not. Nevertheless, a slight increase with time can be seen, which could be addressed to ongoing passivation of the cathodic conceived rebar.^[52] The blue line in Figure 5b which shows an almost straight line of cumulative frequency also depicts this continuity and congruence. In contrast to that, the anodic resting potential strongly varies with time and state of corrosion. Similar to the driving potential values in Figure 4, the anodic resting potentials record a jump of about 100 mV after the first impingement heading toward lower values. The difference of $E_{0,C}$ and $E_{0,A}$ according to Equation (1) shows that the driving potential ΔE is exclusively built up by the course of $E_{0,A}$. The corrosion samples (active hence colored) of $E_{0,A}$ range at 350 mV versus Ag/AgCl at the beginning of their active state and after few weeks all those values increase towards a more noble state. However, if repassivation occurs this runs only slowly but steadily. This trend is not necessarily linked to the condition of ongoing or terminated chloride exposure. Thus, it can be assumed that the initiation of corrosion activity in the case of transverse cracks depends on chloride exposure. However, the progress of corrosion activity is not solely determined by chloride exposure. The arising question of whether this phenomenon is applicable onto bending cracks is the core of a running study. Additionally, Figure 5a,b shows the 0-V-line versus a standard

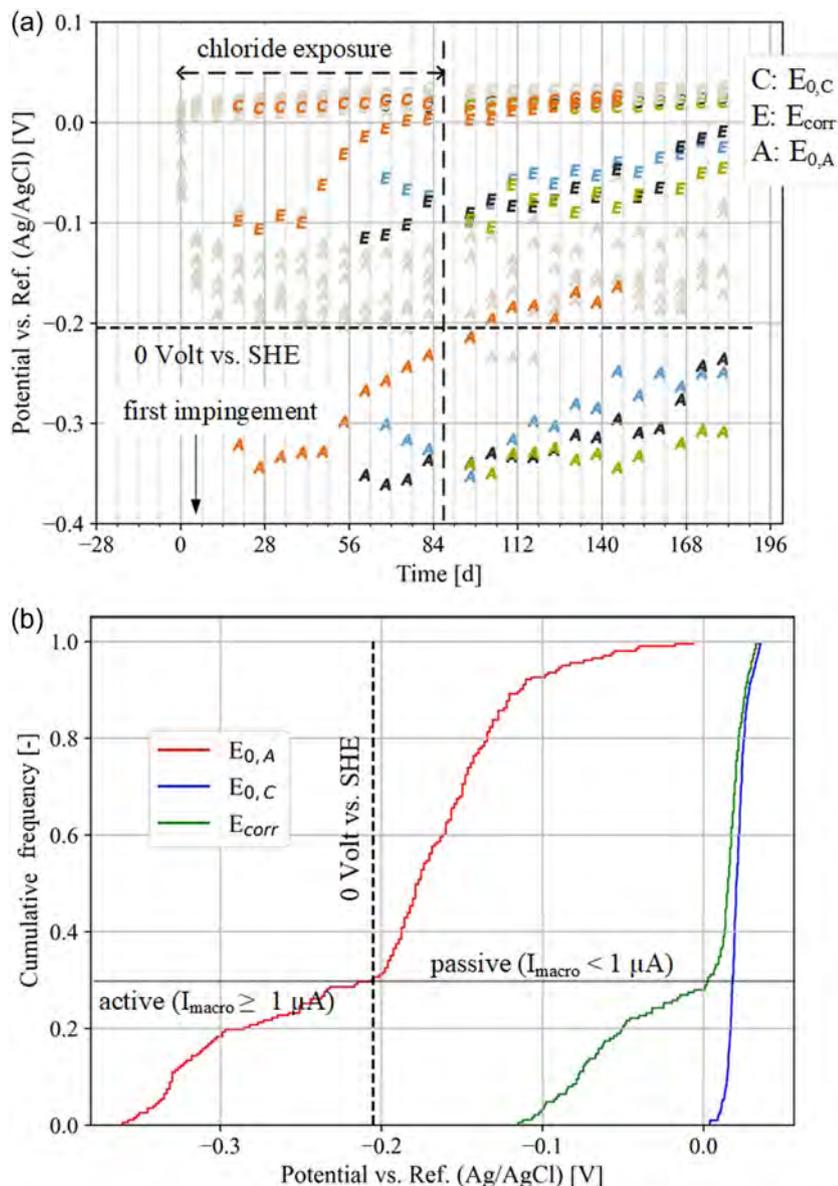


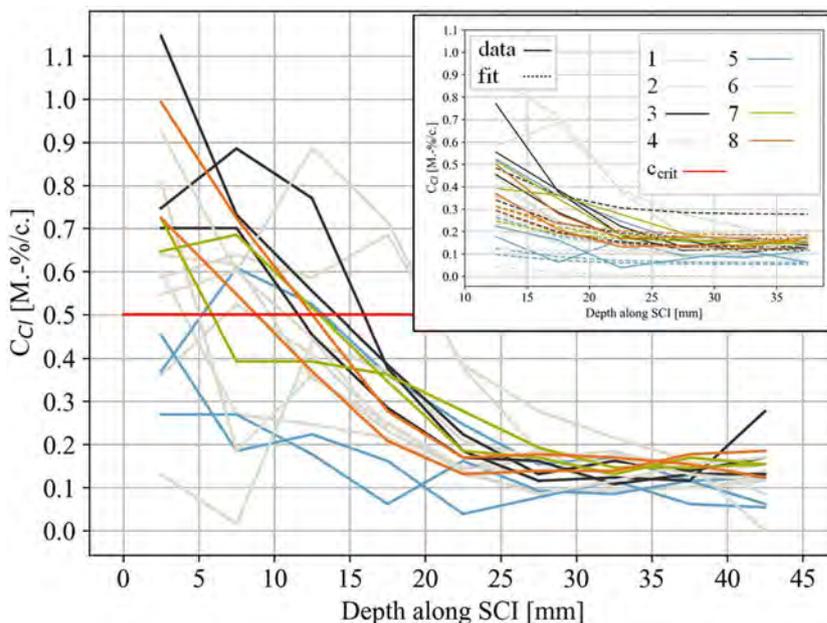
FIGURE 5 Course of the anodic resting potential $E_{0,A}$ (letter A in a); the cathodic resting potential $E_{0,C}$ (letter C in a) as well as the corrosion potential E_{corr} (letter E in a) and their response onto weekly chloride exposure and surface coating. As soon as macrocell corrosion current is measured, the sampled specimen is depicted in color (a). Display of all three potential values on the basis of their cumulative frequency (b). [Color figure can be viewed at [wileyonlinelibrary.com](https://onlinelibrary.wiley.com/doi/10.1002/maco.202314008)]

hydrogen electrode, which in this study can be found to separate passive rebar from active ones. We wanted to show this line, as it helps to display that almost every sample color versus gray, except three passive and seven active values out of more than 200 values, of anodic resting potential is clearly linked to this definition of noble or base metals. The red line in Figure 5b also indicates this segregation. Above and below the intersection of the red line with the dotted 0-V-line a change in the development of the curve can be observed, which may indicate a new distribution of resting potentials for active specimens. The breakdown onto a potential series of metals using steel electrodes in cracked, chloride-exposed concrete is new. The absolute values of $E_{0,A}$ correlate very well with for example the works of Garcia et al. on chloride concentration dependent open circuit potential.^[53] Other authors like Becker et al.^[54] state

that, solely measuring open circuit potential for a description of corrosion activity is not deterministic and strongly dependent on other parameters like, for example, ambient humidity. However, we state that as soon as this 0-V-line is crossed, the specimens of carbon mild steel in cracked concrete show macrocell corrosion activity. In the context of building preservation, we would like to point out that the measure of anodic resting potential is indispensable.

To conclude with the observation of potential values we address some electrochemical features to the corrosion potential E_{corr} . This value corresponds to half-cell potential measurements or potential mapping respectively with the single difference of measuring the reinforcement potential value within the concrete and not on its surface. As soon as no corrosion activity is present, the values of E_{corr} are congruent with $E_{0,C}$. This

FIGURE 6 Chloride concentration in (M.-%/c.) starting at the steel-crack intersection and ending at 45 mm depth of the original sound steel-concrete interface (SCI). The threshold value of critical chloride content is displayed via the red line. The zoomed excerpt shows the fitted profiles according to fib model code No. 34.^[49] As soon as macrocell corrosion was detected within the whole period, the profile is depicted in color. [Color figure can be viewed at wileyonlinelibrary.com]



congruence is logic, as both cathodic and anodic conceived rebars are of the identical material. But as soon as corrosion activity is present, E_{corr} decreases by about 100 mV and is sort of attracted by the corresponding value of $E_{0,A}$. The green line in Figure 5b confirms this observation by two standalone deviations above and below the amount of corrosion active samples.

4.4 | Chloride distribution along the SCI

Finally, we want to observe, if the above-mentioned courses of potential values and corrosion activity can be linked to the chloride concentration and distribution at the steel-crack-intersection along the SCI at the end of 180 days of monitoring. Figure 6 shows the assemblage of 18 chloride profiles as indicated in Figure 2, whereby the specimen-specific colors refer to the colors in Figure 5a.

From the total chloride profiles depicted in Figure 6, one can see that all specimens bear chloride concentrations above the critical threshold value of 0.5 (M.-%/c.) according to Schnell and Raupach^[29] at low depth values and thereby in the vicinity of the crack. This applies for samples that showed corrosion activity as well as for those which did not. In general, the concentration values fit similar studies performed by Osterminski et al.^[55] However, another example of the well-known difficulties in deterministic correlation of corrosion activity and chloride concentration is provided.^[27,28] But one can still conclude, that in the present scope of simulating the borderline case of repair effectiveness via surface coating, no specimen except one value clearly surpasses 1.0 (M.-%/c.).

Accordingly, within the present circumstances the effectiveness of the repair principle is suggested by Breit et al.^[56] and Wunderle et al.^[1] The occurrence of macrocell corrosion activity and the imaginable synergetic influence of anodic attraction onto the negatively charged chlorides cannot be confirmed. The diffusion coefficient D_{RCM} , resulted in a value of $9.81 \times 10^{-12} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$ with a standard deviation of $0.15 \times 10^{-12} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$. In contrast to that, the diffusion coefficients D_{SCI} by fitting the present chloride profiles via the fib model code No. 34^[49] range at $2.14 \times 10^{-11} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$ with a standard deviation of $1.51 \times 10^{-11} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$ (see excerpt in Figure 6). This means that in this case the diffusion of chlorides is 2–3 times faster along the SCI than along pathways in sound concrete. Nevertheless, as anticipated in Figure 2, corrosion products and corrosion pits did only form at the steel-crack intersection and solely within the active samples.

5 | CONCLUSIONS

The following conclusions can be drawn from the above-mentioned methods and results:

- The potential values of version II follow the theory of terminated chloride induced corrosion in cracked concrete but their chloride profiles via drill dust sampling cannot confirm this trend deterministically.
- Within the presented specimen design (version II), the parametric precision of chloride induced rebar corrosion in cracked concrete narrows down to textbook behavior of the investigated steel electrodes according to the electro potential series of metals.

- All of the above-mentioned electrochemical parameters do influence each other, whereby certain values of potential change significantly when corrosion changes from passive to active state. In contrast to that, during repassivation the potentials change slowly but steadily.
- The strong impact from formation of anodic iron dissolution onto half-cell potential measurements is confirmed.

AUTHOR CONTRIBUTIONS

Christoph Zausinger was involved in conceptualization, investigation, data processing, editing, and writing. Nico Müller and Florian Gilch were equally involved in investigation, data acquisition, and processing. Kai Osterminski was involved in conceptualization, review, and editing. Christoph Gehlen carried out the supervision.

ACKNOWLEDGMENTS

Special thanks to Stefan Rappl for guiding the concrete casting with high expertise and special thanks to Anna Prommersberger, Ariane Focke, Katharina Tischner, Antonia Hoffmann as well as Faruk Rekić for their elaborate contribution to the specimen instrumentation. The present study is funded by the Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG, German Research Foundation)—388850785. Open Access funding enabled and organized by Projekt DEAL.

CONFLICT OF INTEREST STATEMENT

The authors declare no conflict of interest.

DATA AVAILABILITY STATEMENT

The data that support the findings of this study are available from the corresponding author upon reasonable request.

ORCID

Christoph Zausinger  <https://orcid.org/0000-0001-7254-4136>

REFERENCES

- [1] J. Wunderle-Beck, T. F. Mayer, C. Zausinger, C. Gehlen, *Beton- und Stahlbetonbau* **2022**, *117*, 976.
- [2] S. Keßler, F. Hiemer, C. Gehlen, *Beton- und Stahlbetonbau* **2017**, *112*, 198.
- [3] F. Hiemer, D. Jakob, S. Keßler, C. Gehlen, *Mater. Corros.* **2018**, *69*, 1526.
- [4] D. Yilmaz, U. Angst, *Beton- und Stahlbetonbau* **2020**, *115*, 448.
- [5] K. Tuuti, *Dissertation*, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm **1982**.
- [6] P. Schießl, M. Raupach, *MJ* **1997**, *94*, 56.
- [7] B. Goszczyńska, W. Trąpczyński, J. Tworzewska, *Materials* **2021**, *14*, 3043.
- [8] C.-W. In, K. Arne, J.-Y. Kim, K. E. Kurtis, L. J. Jacobs, *J. Nondestruct. Eval.* **2017**, *36*, 4.
- [9] R. François, G. Arliguie, *Mag. Concr. Res.* **1999**, *51*, 143.
- [10] J. Cramer, S. Javidmehr, M. Empelmann, *Appl. Sci.* **2021**, *11*, 785.
- [11] J. Ožbolt, G. Balabanić, M. Kušter, *Corros. Sci.* **2011**, *53*, 4166.
- [12] J. Ožbolt, G. Balabanić, E. Sola, *Mater. Corros.* **2017**, *68*, 622.
- [13] E. Chen, C. G. Berrocal, I. Löfgren, K. Lundgren, *Mater. Struct.* **2020**, *53*, 33.
- [14] P. Castro-Borges, C. A. Juárez-Alvarado, R. I. Soto-Ibarra, J. A. Briceño-Mena, G. F.-S. Miguel, P. Valdez-Tamez, *Sustainability* **2020**, *12*, 8105.
- [15] C. Boschmann Käthler, U. M. Angst, K. Hornbostel, B. Elsener, *MJ* **2020**, *117*, 145.
- [16] 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, *Mater. Struct.* **2017**, *50*, 143.
- [17] U. M. Angst, M. R. Geiker, M. C. Alonso, R. Polder, O. B. Isgor, B. Elsener, H. Wong, A. Michel, K. Hornbostel, C. Gehlen, R. François, M. Sanchez, M. Criado, H. Sørensen, C. Hansson, R. Pillai, S. Mundra, J. Gulikers, M. Raupach, J. Pacheco, A. Sagüés, *Mater. Struct.* **2019**, *52*, 88.
- [18] K. Osterminski, P. Schießl, *Struct. Concr.* **2012**, *13*, 156.
- [19] J. Warkus, M. Raupach, *Mater. Corros.* **2010**, *61*, 494.
- [20] A. Fraundorfer, C. Dauberschmidt, *Beton- und Stahlbetonbau* **2022**, *117*, 956.
- [21] M. Beck, A. Burkert, J. Harnisch, B. Isecke, K. Osterminski, M. Raupach, P. Schießl, W. Tian, J. Warkus, *Struct. Concr.* **2012**, *13*, 145.
- [22] K. Osterminski, *Dissertation*, TU München, München **2013**.
- [23] K. Hornbostel, B. Elsener, U. M. Angst, C. K. Larsen, M. R. Geiker, *Struct. Concr.* **2017**, *18*, 326.
- [24] M. Geiker, T. Danner, A. Michel, A. Belda Rever, O. Linderoth, K. Hornbostel, *Constr. Build. Mater.* **2021**, *286*, 122801.
- [25] T. F. Mayer, C. Dauberschmidt, M. Bruns, T. Eichler, U. Wiens, J. Mietz, C. Gehlen, G. Ebell, G. Gerhard, K. Osterminski, *Bautechnik* **2020**, *97*, 2.
- [26] U. Angst, B. Elsener, C. K. Larsen, Ø. Vennesland, *Cem. Concr. Res.* **2009**, *39*, 1122.
- [27] U. M. Angst, O. B. Isgor, C. M. Hansson, A. Sagüés, M. R. Geiker, *Appl. Phys. Rev.* **2022**, *9*, 11321.
- [28] A. Soive, S. Bonnet, A. Khelidj, V. Baroghel-Bouny, *J. Sustain. Cement Based Mater.* **2022**, *11*, 308.
- [29] J. Schnell, M. Raupach, *DAfStb-Positionspapier*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V., Berlin **2015**.
- [30] W. Schwenk, *Gwfgas/Erdgas* **1972**, *113*, 546.
- [31] R. Adriman, I. B. M. Ibrahim, S. Huzni, S. Fonna, A. K. Ariffin, *Case Stud. Constr. Mater.* **2022**, *16*, e00854.
- [32] Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung, *Merkblatt B 03: Merkblatt für Elektrochemische Potentialmessungen zur Detektion von Bewehrungskorrosion*, DGZfP e.V., Berlin **2014**.
- [33] B. Elsener, C. Andrade, J. Gulikers, R. Polder, M. Raupach, *Mater. Struct.* **2003**, *36*, 461.
- [34] S. Keßler, *Dissertation*, TU München, München **2015**.
- [35] P. Pfändler, S. Keßler, M. Huber, U. Angst, *Struct. Infrastr. Eng.* **2022**, *1*.
- [36] M. Raupach, *Dissertation*, RWTH Aachen, Aachen **1992**.
- [37] C. Andrade, *Mater. Struct.* **2019**, *52*, 2.

- [38] J.-F. Noville, presented at *METEC & 2d ESTAT*, Germany, Düsseldorf **2015**.
- [39] DIN EN 12350-5:2019-09, *Prüfung von Frischbeton_- Teil_5: Ausbreitmaß; Deutsche Fassung EN_12350-5*, Beuth Verlag GmbH, Berlin. **2019**.
- [40] DIN EN 12350-6:2019-09, *Prüfung von Frischbeton_- Teil_6: Frischbetonrohndichte; Deutsche Fassung EN_12350-6*, Beuth Verlag GmbH, Berlin. **2019**.
- [41] DIN EN 12350-7:2022-05, *Prüfung von Frischbeton_- Teil_7: Luftgehalt_- Druckverfahren; Deutsche Fassung EN_12350-7:2019_+ AC*, Beuth Verlag GmbH, Berlin. **2022**.
- [42] DIN 1045-2:2008-08, *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton_- Teil_2: Beton_- Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität_- Anwendungsregeln zu DIN_EN_206-1*, Beuth Verlag GmbH, Berlin. **2008**.
- [43] DIN EN 12390-1:2021-09, *Prüfung von Festbeton_- Teil_1: Form, Maße und andere Anforderungen für Probekörper und Formen; Deutsche Fassung EN_12390-1*, Beuth Verlag GmbH, Berlin. **2021**.
- [44] DIN EN 12390-2:2019-10, *Prüfung von Festbeton_- Teil_2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitssprüfungen; Deutsche Fassung EN_12390-2*, Beuth Verlag GmbH, Berlin. **2019**.
- [45] DIN EN 12390-3:2019-10, *Prüfung von Festbeton_- Teil_3: Druckfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN_12390-3*, Beuth Verlag GmbH, Berlin. **2019**.
- [46] T. F. Mayer, *Dissertation*, TU München, München **2009**.
- [47] DIN EN 12390-11:2015-11, *Prüfung von Festbeton_- Teil_11: Bestimmung des Chloridwiderstandes von Beton_- Einseitig gerichtete Diffusion; Deutsche Fassung EN_12390-11*, Beuth Verlag GmbH, Berlin. **2015**.
- [48] NORDTEST, *Concrete, Mortar and Cement-Based Repair Materials: Chloride Migration Coefficient from Non-Steady-State Migration Experiments (NT BUILD 492)*. **1999**.
- [49] P. Schiessl, P. Bamforth, V. Baroghel-Bouny, G. Corley, M. Faber, J. Forbes, C. Gehlen, P. Helene, S. Helland, T. Ishida, G. Markeset, L.-O. Nilsson, S. Rostam, A. Siemes, J. Walraven, *fib Bulletin 34. Model Code for Service Life Design*, fib. The International Federation for Structural Concrete, Lausanne **2006**.
- [50] R. Springenschmid, H. Dorner, G. Kleiner, *Anleitung zur Bestimmung des Chloridgehaltes von Beton*, Schriftenreihe Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau e.V., Berlin **1989**.
- [51] T. F. Mayer, C. Gehlen, C. Dauberschmidt, *Techniques for Corrosion Monitoring*, Elsevier, Amsterdam **2021**, pp. 379.
- [52] M. Pourbaix, *Corros. Sci.* **1974**, *14*, 25.
- [53] V. Garcia, R. François, M. Carcasses, P. Gegout, *Mater. Struct.* **2014**, *47*, 1483.
- [54] F. Becker, C. Dauberschmidt, *Mater. Corros.* **2020**, *71*, 716.
- [55] K. Osterminski, C. Zausinger, C. Gehlen, *Beton- und Stahlbetonbau* **2022**, *117*, 968.
- [56] W. Breit, C. Dauberschmidt, *Mater. Corros.* **2020**, *71*, 696.

How to cite this article: C. Zausinger, N. Müller, F. Gilch, K. Osterminski, C. Gehlen, *Mater. Corros.* **2023**, 1–11. <https://doi.org/10.1002/maco.202314008>

3. Untersuchung der Korrosionsmechanismen des Instandsetzungsprinzips 8.3

3.1 Umverteilung der Chloride infolge kurzzeitiger Tausalzexposition

Die Konzentration der Chloride auf Bewehrungshöhe und deren Umverteilung im Laufe der Zeit sind der maßgebende Faktor in der Zustandsbewertung tausalzexponierter Stahlbetonbauteile. Baupraktisch ist die Chloridkonzentration nur über eine Bohrmehlentnahme möglich. Analog dazu wurde auch in der folgenden Studie eine Versuchsmatrix entworfen. Darin wurden 40 Betonbalken nach dreimonatiger Tausalzexposition über einen Zeitraum von 1,5 Jahren untersucht. In Anlehnung an das Wurzel-Zeit-Gesetz wurden im Laufe der 1,5 Jahre Blindprofile, Rissflanken-Profile und Profile senkrecht zur Rissflanke erhoben. Damit ist ein orts- und zeitauflösendes Nachvollziehen der Transportmechanismen der Chloride in gerissenem und anschließend beschichteten Stahlbeton möglich. Blindprofile entsprechen der Baupraxis wobei senkrecht zur Bauteiloberfläche bis hinter die Bewehrung profiliert wird. Die Gültigkeit dieser Methode konnte im Rahmen dieser Studie durch die Profile entlang der Rissflanke nach dem zerstörenden Öffnen derselben bestätigt werden. Dabei wurden die unterschiedlichen Faktoren wie Trennriss und Biegeriss sowie CEM I- und CEM III-Betone zu je zehn Proben parametrisch abgedeckt. Biegerisse führen aufgrund ihrer aufstauenden Wirkung zu einer deutlich höheren Chloridkonzentration in der Betondeckung und auf Bewehrungshöhe. Damit zeichnet sich schon ab, dass Biegerisse gegenüber Trennrissen ein erhöhtes Risiko in der Lebensdauerbemessung korrosionsaktiver Stahlbetonbauteile haben. Diese Vermutung wird in Kapitel 3.2 untermauert. Im Vergleich der beiden Zementarten CEM I und CEM III konnten keine signifikanten Unterschiede festgehalten werden. Sowohl die absoluten Werte als auch ihre Veränderung im zeitlichen Verlauf ist unauffällig. Wenige Ausnahmen deuten allerdings darauf hin, dass die Chloride von CEM III-Betonen deutlich schlechter aufgenommen werden und sich infolgedessen stärkere Gradienten zwischen Riss und intaktem Beton einstellen. Der umstrittene kritische, korrosionsauslösende Chloridgehalt von 0,5 M.-%/z. wurde in allen Szenarien überschritten und verblieb auch im weiteren Verlauf der 1,5 Jahre über diesem Schwellwert. Demnach kann der Erfolg des Instandsetzungsprinzips 8.3 nicht an der Umverteilung der Chloride infolge der Applikation eines Oberflächenschutzsystems festgemacht werden.

Chloridumverteilung in gerissenen und mit Prinzip 8.3 (W-CI) instand gesetzten Stahlbetonbauteilen

Die Applikation eines Oberflächenschutzsystems befahrener korrosionsgefährdeter Stahlbetonbauteile wird seit vielen Jahren im Rahmen des nach TR Instandhaltung [3] definierten Prinzips 8.3 (W-CI) angewandt. Die damit erreichbare Wirkung dieses Instandsetzungsprinzips ist nach wie vor schwer einzuschätzen, da sowohl der zeitliche Verlauf der von verschiedenen Einflüssen abhängigen Korrosionsaktivität als auch die Chloridumverteilung infolge der Beschichtung nicht eindeutig bestimmt sind. Der Fokus der vorliegenden Arbeit liegt auf der dreidimensionalen zeitabhängigen Erfassung der Chloridumverteilung nach dreimonatiger, damit kurzzeitiger, intermittierender Tausalzkontamination bewehrter gerissener Betonbalken und anschließender Beschichtung. Nach dieser Kurzzeitexposition wurden die Risse beschichtet und über einen Zeitraum von 18 Monaten insgesamt 160 Chloridprofile aus dem chloridbelasteten Rissbereich des Betons entnommen. Die Versuchsmatrix umfasste dabei sowohl Biege- als auch Trennrisse sowie CEM-I- und CEM-III-Betone. Die tiefenabhängigen Chloridgehalte aus der Bohrmehlentnahme der baupraktisch üblichen Blindprofile (über dem Riss senkrecht gebohrt) wurden durch die Chloridgehalte der Profile entlang der nachträglich offengelegten Rissflanken bestätigt. Zusätzlich konnte senkrecht zur Rissflanke kein signifikanter Einfluss der Grenzfläche zwischen Beton und Bewehrung gegenüber unbewehrtem Beton als begünstigender oder limitierender Faktor ausgemacht werden. Da bei den meisten Profilen am Ende des Untersuchungszeitraums von 18 Monaten in unmittelbarer Nähe zum Riss immer noch Chloridgehalte über 0,5 M.-%/z. vorlagen, ist, zunächst nur Informationen zum Chloridgehalt in Betracht ziehend, aktive Korrosion nach wie vor nicht auszuschließen.

Stichworte Chloridumverteilung; gerissener Beton; Prinzip 8.3

1 Einleitung

1.1 Allgemeines

Korrosion von Stahl in Beton ist ein seit Jahrzehnten untersuchter Mechanismus, der zu erheblichen Schäden an Bauwerken führen kann und damit auch erhebliche Instandsetzungskosten verursacht. Zur Vermeidung dieses Aufwands ist es wichtig, die schädigenden Wirkungen der Korrosion von Stahl in Beton besser zu verstehen, um die involvierten Prozesse besser einschätzen und beeinflussen zu können. Die Parametrisierung und Korrelation der zahlreichen Korrosionskenngrößen und Messmethoden sind nach wie vor Gegenstand zahlreicher Diskussionen und Forschungsarbeiten [1, 2].

Chloride redistribution in cracked and with W-CI repaired reinforced concrete structures

The application of a surface protection system to avoid corrosion in frequented reinforced concrete structures, has been used for many years as a part of the repair method 8.3 (W-CI). The effectiveness of this repair method is still not clearly established, since both the course of the corrosion mechanisms and the chloride redistribution as a result of the coating have not been clearly determined. Thus, the focus of the present work tackles three-dimensional, time-dependent recording of chloride redistribution after three months of intermittent de-icing salt contamination of reinforced, cracked concrete beams and subsequent surface coating. A total of 160 chloride profiles have been collected over a period of 1.5 years. The test matrix included both bending and transverse cracks as well as CEM I and CEM III concretes. The depth-dependent chloride contents determined from drilling dust sampling of blind profiles used in construction practice were confirmed by the chloride contents of the profiles along the subsequently opened crack flanks. In addition, perpendicular to the crack flank, no significant influence of the interface between concrete and reinforcement could be identified as a favoring or limiting factor compared to plain concrete. Most of the profiles still showed chloride contents above 0.5 M.-%/c. in the immediate vicinity of the crack at the end of the investigation period of 1.5 years. From this point of view corrosion activity still cannot be excluded entirely.

Keywords chloride redistribution; cracked concrete; repair method 8.3

Anhand des Prinzips 8.3 (W-CI) der TR Instandhaltung [3], bei dem aufgrund der Applikation eines Oberflächenschutzsystems keine weiteren korrosionsfördernden Stoffe wie zum Beispiel Chloride in das korrosionsaktive Bauteil oberseitig eindringen können, zeigt sich zum Beispiel, dass die Korrosionsströme zwar weitestgehend zum Erliegen kommen, aber nicht zwangsweise aus den Gründen, die vorangegangene Laboruntersuchungen postuliert haben: Keßler et al. [4] diskutieren, dass der Anstieg des anodischen Polarisationswiderstands den Großteil des Instandsetzungserfolgs ausmacht. Dieser sei auf Deckschichtbildung an der Anode zurückzuführen. Der Elektrolytwiderstand wird hier nicht als maßgebender Faktor für das Einschlafen der Korrosion in den ersten Jahren nach Instandsetzung gesehen. Daraufhin wurde die Frage

eröffnet, ob die Korrosionsvoraussetzungen wie anodische Eisenauflösung und die Potentialdifferenz auch durch die Chloridumverteilung maßgebend reduziert werden können. Da es sich bei Prinzip 8.3 (W-Cl) folglich noch um eine Instandsetzungsmaßnahme mit offenen Fragen handelt, fordern Mayer et al. [5] ein stringentes Monitoring instand gesetzter Bauteile sowie zusätzliche Untersuchungen zu den zugrunde liegenden Mechanismen. In Anlehnung an [4] war die hier zu klärende offene Frage, wie sich Chlorid nach kurzzeitiger Chloridexposition und anschließender Beschichtung im Bauteil umverteilt und welche Rückschlüsse man aus dieser Umverteilung ableiten kann. Inwieweit die anodische Eisenauflösung durch Deckschichtbildung beeinflusst wird, wird in einer parallel durchgeführten Untersuchung abgeklärt. Diese wird voraussichtlich im Frühjahr 2023 abgeschlossen sein.

1.2 Umverteilung von Chloriden in Stahlbeton

Bei der chloridinduzierten Korrosion von kurzzeitig tausalzexponierten gerissenen Stahlbetonbauteilen (maßgeblich: Tiefgaragendecks), die mit dem Prinzip 8.3 (W-Cl) instand gesetzt wurden, spielt der Chloridgehalt im Beton an der Grenzfläche Stahl zu Beton eine wesentliche Rolle. Die Chloride werden über die Dauer einer Wintersaison durch den Riss an die Bewehrung transportiert. Nach der Beschichtung des gerissenen Bauteils wurde festgestellt, dass die Bewehrungskorrosion zum Erliegen kommt [4, 6]. Einer der möglichen Gründe für die Wirksamkeit des Prinzips 8.3 (W-Cl) ist die Umverteilung der eingedrungenen Chloride im Riss und das damit verbundene Herabsetzen des Chloridgehalts an der Stahloberfläche unterhalb eines kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalts.

Der für die Chloridumverteilung nach Ausführung des Prinzips 8.3 (W-Cl) maßgebende Transportvorgang ist die Diffusion der Chloride durch den Beton. Hierzu sind bereits zahlreiche Untersuchungen veröffentlicht worden [7–12], welche die Einflüsse der Bindemittelart, des Wasserzementwerts (w/z -Werts), des Betonalters sowie der Expositionsbedingungen herausgearbeitet haben. Gehlen [12], Lay [11], Becker und Dauberschmidt [8] sowie Celebi [7] erläutern, dass Bindemittel, die ein feineres Kapillarporengewebe bilden (z. B. Zemente mit Flugaschen oder Hüttensande), einen geringeren Chloriddiffusionskoeffizienten und damit einen höheren Chlorideindringwiderstand besitzen. Ebenso verhält es sich, wenn durch Verringerung des w/z -Werts eine Verringerung der Kapillarporosität bewirkt wird. Die Bindekapazität von Chloriden im Zementstein stellt eine weitere Eigenschaft dar, die die Diffusion von Chloriden beeinflusst [13]. Hierfür sind insbesondere Zemente mit Hüttensand zu nennen, bei denen das metastabile Friedelsche Salz gebildet wird. Mit fortschreitender Zeit zeigt sich bei Bindemitteln mit latent hydraulischer oder puzzolanischer Reifungscharakteristik ebenfalls eine fortschreitende Verfeinerung des Porengewebes und damit eine Verringerung des Chloriddiffusionsko-

effizienten. Dieser stark zeitabhängige Prozess wird in Modellen auf Basis von Lösungen des 2. Fickschen Diffusionsgesetzes über Gl. (1) abgebildet [12]:

$$C_{\text{crit}} \geq C(x,t) = C_0 + (C_{S,\Delta x} - C_0) \cdot \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x - \Delta x}{2 \cdot \sqrt{D_{\text{Eff}}(t) \cdot t}} \right) \right] \quad (1)$$

Dabei ist C_{crit} der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt in [M.-%/z.], $C(x,t)$ der modellierte Chloridgehalt in [M.-%/z.] in der Tiefe x [mm] zum Zeitpunkt t [Jahren], C_0 der zementeigene Chloridgehalt in [M.-%/z.], $C_{S,\Delta x}$ die Oberflächenersatzkonzentration der Chloride in [M.-%/z.] in der Konvektionstiefe Δx [mm] sowie $D_{\text{Eff}}(t)$ der zeitabhängige effektive Chloriddiffusionskoeffizient in [mm²/Jahr]. Berücksichtigt man die Streuung aller Eingangsparameter, erhält man für $C(x,t)$ zeit- und tiefenabhängig als Ergebnis eine jeweils streuende Größe, welche für die Dauerhaftigkeitsbemessung verwendet wird. Der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt C_{crit} wird dieser Größe bemessungstechnisch gegenübergestellt.

Das Modell wird unter der Annahme verwendet, dass die Diffusion den Chloridtransport ab einer Tiefe Δx dominiert. Für Tiefen kleiner der Konvektionstiefe (Δx) besteht aufgrund von z. B. intermittierender Beaufschlagung ein starker Einfluss unsteter Transportvorgänge, wie z. B. der Konvektion. Unter Einsatz von tiefenabhängigen Chloridgehalten (Chloridprofilen) zu einem bekannten Betonalter t lässt sich mittels einer iterativen/numerischen Berechnung auch der effektive Diffusionskoeffizient ermitteln. Hierfür muss jedoch sichergestellt werden, dass nur Chloridgehalte eingesetzt werden, die in der von der Diffusion dominierten Tiefe liegen. Hierfür entfallen dann die Eingangsgrößen, die die Konvektionszone beschreiben.

Der vorliegende Beitrag stellt die Untersuchungen und die Ergebnisse eines DFG-Forschungsvorhabens vor, in welchem neben anderen maßgebenden Mechanismen auch die Umverteilung von Chloriden in gerissenen, kurzzeitig tausalzexponierten und mittels Prinzip 8.3 (W-Cl) instand gesetzten Stahlbetonbauteilen erforscht wird.

2 Laboruntersuchungen

Die Untersuchungen wurden an mittig gerissenen Betonbalken mit $L = 500$ mm, $B = 150$ mm, $H = 150$ mm durchgeführt. Damit Risse im Beton hergestellt werden konnten, wurden die Betonbalken mit glasfaserverstärkten Kunststoffstäben des Typs COMBAR, $d = 8$ mm, bewehrt. Die geometrische Ausbildung der Betonbalken richtete sich nach der Geometrie der Stahlbetonbalken, die im Forschungsvorhaben für die Untersuchung weiterer elektrochemischer Kenngrößen eingesetzt wurden, vgl. [4]. Die Betonbalken wurden mittig so gerissen, dass entweder Biege- oder Trennrisse entstanden. Damit konnten beide in Stahlbetonbauteilen üblicherweise auftretenden Rissarten untersucht werden. Als Bindemittel wurde Portlandzement (CEM I 32,5 R) oder Hochofenzement (CEM III/B 32,5 N) eingesetzt, um die für das Chloridein-

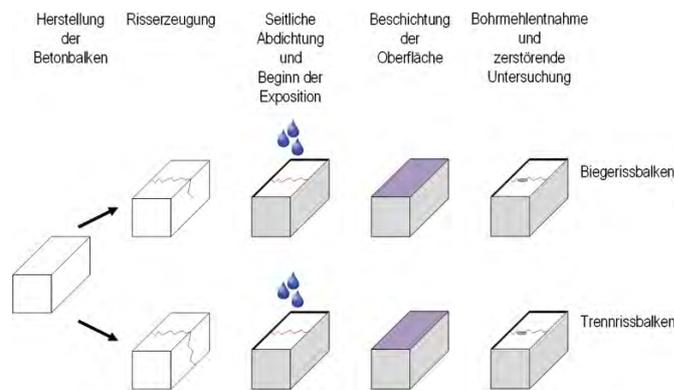
Tab. 1 Untersuchungsvarianten und Probenumfang
Experimental variations and sample size

Art des Risses	Art des Bindemittels	Anzahl der Stahlbetonbalken
Biegeriss (BR)	CEM I 32,5R	10
	CEM III/B 32,5N	10
Trennriss (TR)	CEM I 32,5R	10
	CEM III/B 32,5N	10

dringen bekannten Extrema des Bindemiteleinflusses abzudecken. Der w/z -Wert betrug, bei einer Sieblinie AB16 und einem Zementgehalt $z = 320 \text{ kg/m}^3$, wie in der Expositionsklasse XD3 (für Parkdecks) gefordert, $w/z = 0,45$. Die maßgebende Untersuchungsmethodik bestand aus der Entnahme von Bohrmehl(profilen) und der anschließenden nasschemischen Bestimmung des Chloridgehalts je entnommener Bohrmehlprobe. Aus der Betonzusammensetzung ergab sich ein Umrechnungsfaktor von Chloridgehalt, bezogen auf Betonbohrmehlmasse, in Chloridgehalt, bezogen auf den Zementgehalt von 7,7. Die Bohrmehlprobe wurde durch Auflösen der enthaltenen Chloride mittels 18-molarer HNO_3 -Säure aufgeschlossen und anschließend argentometrisch nach [15] titriert. Somit wurde der Gesamtchloridgehalt im Bohrmehl ermittelt. Damit eine derartige zerstörende Untersuchung der Probekörper auch zeitabhängige Ergebnisse liefert, musste eine größere Zahl an Probekörpern hergestellt werden, die dann Balken für Balken beprobt wurden. Je untersuchter Variante kamen daher zehn Probekörper zum Einsatz. Tab. 1 fasst den Umfang der Proben und die untersuchten Varianten zusammen.

Bild 1 stellt den Zustand der Betonbalken ab Herstellung dar.

Die Betonbalken wurden hergestellt, eine Woche in der Schalung belassen und mit einem feuchten Jutetuch abgedeckt. Nach dem Ausschalen wurden die Proben in $20^\circ\text{C}/85\% \text{ RH}$ gelagert. Im Alter von 28 Tagen wurden die Betonbalken mittels 3-Punkt-Biegebelastung gerissen, sodass ein 0,3 mm breiter Riss entstand, welcher durch Einsetzen von Stahlblechen dauerhaft fixiert wurde. Für die Erzeugung von Trennrissen wurden die Betonbalken nach Fixierung des Biegerisses um 180° um ihre Längsachse gedreht und erneut unter 3-Punkt-Biegebelastung derart gerissen, dass ebenfalls ein 0,3 mm breiter Riss fixiert werden konnte. Die Seitenflächen der Balken wurden mittels eines breiten aluminiumkaschierten Butylkautschukbands versiegelt, damit die nachfolgende Exposition der eindimensionalen, d.h. der eines Parkdecks, möglichst nahekommt. Im Anschluss begann die Auslagerung in $20^\circ\text{C}/85\% \text{ RH}$. Zusätzlich wurden über einen Zeitraum von drei Monaten einmal wöchentlich 75 ml der Prüflösung (Leitungswasser mit 1,5 M.-% NaCl) in den bzw. durch den Riss geschüttet. Nach dieser kurzzeitigen Expositionsperiode wurden alle Betonbalken bis auf einen jeder Serie an der exponierten Oberseite beschichtet (OS-11b). Dieser Beschichtungsaufbau wird üblicher-

**Bild 1** Zustand der Betonbalken nach der Herstellung
Condition of concrete beams after production

weise bei Beschichtungen von Parkdecks nach Prinzip 8.3 (W-Cl) eingesetzt. Die beschichteten Betonbalken wurden bis zur Bohrmehlnahme gelagert. Am Tag der Beschichtung (im Folgenden $t = 0$ d) wurde je Serie ein Betonbalken durch Bohrmehlnahme zerstörend untersucht, um die Ausgangsbelastung an eingebrachten Chloriden festzustellen. Die weiteren Zeitpunkte der Bohrmehlnahmen wurden analog der Lösung des 2. Fickschen Diffusionsgesetzes (Gl. (1)) nach einem Wurzel-Zeit-Gesetz festgelegt.

Bild 2 veranschaulicht die unterschiedlichen Lagen der Bohrmehlnahmestellen. Dabei wurde zu Beginn am intakten Betonbalken die Beschichtung im Bereich des Risses entfernt und über dem Riss ein Blindprofil senkrecht zur Betonoberfläche genommen (I in Bild 2). Die Entnahme von Blindprofilen simuliert das Vorgehen, wie es im Bauwerk üblicherweise gemacht wird, wenn direkt über dem Riss tiefengestaffelt Bohrmehl entnommen wird, ohne dass der exakte Rissverlauf in den Beton bekannt ist. Die risskreuzende Bewehrung stellt für eindringende Chloride im Rissverlauf eine Unstetigkeit, eine Störungsstelle dar. Entlang der Bewehrung besteht prinzipiell die Möglichkeit, dass gelöste Chloride über die Interfacial-Transition-Zone (ITZ) – der Grenzschicht zwischen Beton und Bewehrung – abgelenkt werden und hierbei ggf. leichter oder schneller in die Rissflanke eindringen können. Der umliegende Beton würde in dem Fall mit einer höheren Chloridbelastung belastet. Hierfür wurden die Balken vollständig entlang des Risses geöffnet, sodass zwei Hälften entstanden sind, die durch die Rissflanken definiert sind. Das Profil II in Bild 2 wurde danach senkrecht in die Rissflanke neben der Längsbewehrung gebohrt. Für die Untersuchung des Einflusses der Beschichtung auf elektrochemische Kenngrößen in gerissenen Stahlbetonproben wurden im vorherigen Forschungsvorhaben [4] Stähle mit einer Betondeckung von 40 mm eingesetzt. Diese Bewehrungslage wurde im aktuellen Vorhaben übernommen. Um das Chlorideindringen untersuchen zu können, wurde das Profil III vergleichbar zur Bewehrungslage mittig im Querschnitt und senkrecht zur Rissflanke angesetzt (Bild 2). Die Profile I bis III umfassten jeweils neun Schritte mit je 5 mm Bohrtiefe. Die Bohrmehlproben von Profil IV in Bild 2 wurden dagegen

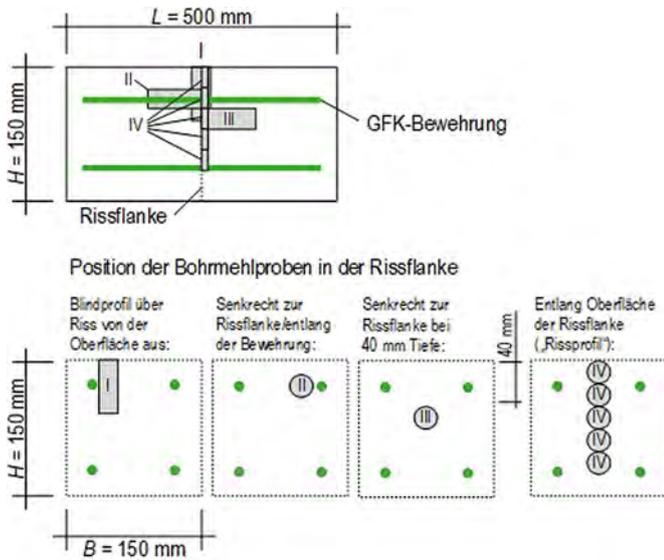


Bild 2 Lage der Bohrmehlentnahmen (I–IV) in den GFK-bewehrten und gerissenen Betonbalken
Location of drilling samples (I–IV) in GFP-reinforced and cracked concrete beams

ausschließlich entlang der Oberfläche der Rissflanken genommen – im Folgenden „Rissprofil“ genannt. Das Ziel bei der Entnahme dieses Chloridprofils war es, das „echte“, im Riss vorliegende Chloridprofil erfassen zu können. Hierbei ist ebenfalls eine Tiefe von 5 mm gewählt worden, um die notwendige Mindestmenge (>2 g) für die nasschemische Analyse zu erhalten. Der Durchmesser aller Entnahmestellen lag dabei bei 20 mm. Damit konnte eine repräsentative, sprich das Gesteinskorn über-

schreitende Bohrmehlprobe des Betons mit ausreichend chloridhaltigem Zementstein erzeugt werden.

Insgesamt wurden in einem Zeitraum von 85 Wochen nach der Beschichtung zehn Chloridprofile je Zementart und Rissart sowie an vier Positionen in jedem Betonbalken ermittelt. Damit liegen in Summe 160 Chloridprofile für die Untersuchung des Einflusses der Chloridumverteilung auf die Wirksamkeit des Prinzips 8.3 (W-CI) vor.

3 Ergebnisse und Diskussion

3.1 Vergleich Blind- und Rissprofil

Die Chloridprofile des Blind- (Profil I) und Rissprofils (Profil IV) sind in Bild 3 aufgeführt. Hierbei wurden lediglich die Ergebnisse zum Zeitpunkt der Beschichtung ($t = 0$ Wochen) sowie nach 53 Wochen und am Ende der Untersuchung ($t = 85$ Wochen) ausgewählt, um den zeitlichen Verlauf darzustellen, ohne dabei die Übersicht zu verlieren. Die oberen beiden Diagramme in Bild 3 zeigen die Ergebnisse der Biegerissuntersuchungen. Die unteren beiden Diagramme zeigen die Ergebnisse der Trennrissuntersuchungen. Die Proben mit CEM I 32,5R sind in den linken Diagrammen abgebildet, die der CEM III/B 32,5N Proben in den rechten. Der Vergleich der Blind- (Profil I) und Rissprofile (Profil IV) liefert nachfolgende Erkenntnisse:

- Die Ergebnisse der Blindprofile ($t = 0$ Wochen) zeigen eine typische diffusionsdominierte Krümmung auf.

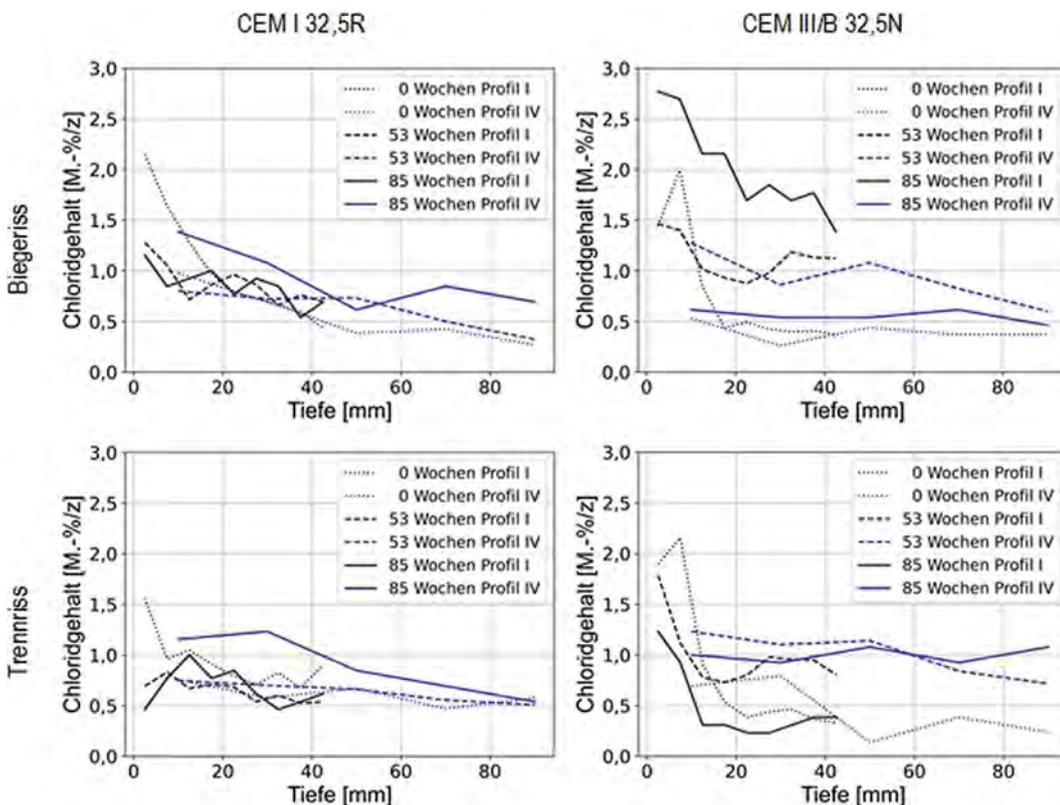


Bild 3 Vergleich Chloridprofile von Blindprofil (Profil I – schwarz) und Chloridgehalt in Riss (Profil IV – blau) über die Versuchsdauer
Comparison of chloride profiles of blind profile (profile I – black) and chloride content in crack (profile IV – blue) over the duration of the experiment

- Die Rissprofile hingegen deuten diese Krümmung lediglich an, was ein durchlässigeres, weil vom Riss gestörtes Gefüge abbildet. Der erste Wert der Blindprofile repräsentiert den hohen Chloridgehalt der Bauteiloberfläche im Rissbereich, weshalb die Ergebnisse dieser Werte höher liegen als die aus der obersten Entnahmestelle der Rissflanke. Mit anderen Worten: Es wird das Ergebnis des Chloridgehalts hier durch den Randeffect und die zweiseitige Exposition beeinflusst. Dabei ist zu betonen, dass die Prüflösung, die auf den Rissbereich der Biegebalken gegossen wurde, dort deutlich länger anstand als bei den Trennrissbalken, wo sie praktisch hindurchfloss. Für die CEM-I-Betone ist dieser Einfluss durch einen um 1,0 M.-%/z. höheren Ausgangschloridgehalt ablesbar. Die Chloridgehalte der CEM-III-Betone sind hier in etwa gleich groß.
- Die Blindprofile ($t = 0$ Wochen) der CEM-III-Proben zeigen deutlich höhere Chloridgehalte als die der CEM-I-Proben. Dies erscheint zunächst ungewöhnlich, da der effektive Chloriddiffusionskoeffizient für CEM-I-Betone eigentlich um einen Faktor von ca. 10 größer ist als der von CEM-III-Betonen [12]. Der Grund hierfür könnte sein, dass die CEM-III-Betone zum Zeitpunkt der Erstbeaufschlagung mit Chlorid im relativ jungen Alter nach etwa 28 d noch nicht vollständig hydratisiert waren. Die äußere Zone an der Rissflanke wird somit bereits ab der ersten Beaufschlagung des Risses durch Chloride belastet. Die im Sinne des Chlorideindringwiderstands günstig wirkenden Effekte der CEM-III-Betone sind hierbei noch nicht zum Tragen gekommen.
 - Die Chloridgehalte der Blindprofile waren in Trennrissen tendenziell zu allen untersuchten Zeiten niedriger als in Biegerissen, was einerseits mit der – wie zuvor dargestellt – ursprünglich höheren Chloridbelastung an der Oberfläche und andererseits mit der kürzeren Verweildauer der Chloridlösung im Riss selbst erklärt werden kann. Bei Trennrissen lief die Lösung binnen weniger Minuten durch den Riss, was bei Biegerissen nicht möglich ist. Zudem wurde durch die Versiegelung der Seitenflächen mit dem aluminiumkaschierten Butylkautschukband und der Rissöffnung mit der Oberflächenbeschichtung der Biegeriss nach unten und seitlich verschlossen. Dies bewirkt offensichtlich ein deutlich besser konserviertes Mikroklima mit einem im Vergleich zum Trennriss feuchteren Riss. Die Trennrissbalken sind mit einer zweiten Rissöffnung nach unten versehen, was eine schnellere Austrocknung und Stilllegung der Chloridumverteilung zur Folge hat.
 - Die Beschichtung wirkte sich kaum auf die Chloridprofile bei den Trennrissen aus. Der nur oberflächlich beschichtete Probekörper war noch immer einseitig geöffnet und damit der Atmosphäre und einer möglichen Austrocknung ausgesetzt. Ausnahme bilden hier lediglich die Blindprofile der CEM III-Betone, die mit zunehmender Beschichtungsdauer abnahmen. Dabei lagen die Chloridgehalte, wie oben erläutert, deutlich höher von Beginn an, sodass eine Umverteilung hier

durch den hohen Konzentrationsgradienten angetrieben wurde.

- In den Biegerissen der CEM-I-Proben konnte eine Chloridumverteilung bis etwa $t = 53$ Wochen festgestellt werden. Danach lagen die Chloridgehalte der Profile stets in der gleichen Größenordnung und dabei auch in der Tiefe der Bewehrung (40 mm) bei Werten in der Größenordnung des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalts von mehr als 0,5 M.-%/z.
- Die zeitliche Entwicklung der CEM-III-Proben mit Biegerissen gab den Autoren Rätsel auf, da hier eine kontinuierliche Zunahme festgestellt wurde. Mögliche Erklärungen sind, dass im Biegeriss nach der vollständigen Versiegelung ein chloridhaltiges und feuchtes Mikroklima für eine ständige Versorgung von Chloriden sorgte. Somit lag eine permanente und hohe Chloridbelastung im Riss vor, die zum Anstieg der Chloridprofile führte. Eine weitere Erklärung wäre, unabhängig von der Rissart, dass jeder Zeitpunkt der Bohrmehlentnahme eine Untersuchung an einem neuen Probekörper bedeutete und damit eine erhöhte Streuung in den Ergebnissen produzierte.

3.2 Einfluss der Bewehrung

Analog zu den Zeitschritten in Abschn. 3.1 werden in Bild 4 die Chloridgehalte der Profile II und III dargestellt. Grundsätzlich zeigen die Profile eine gute Übereinstimmung unabhängig davon, ob sie entlang der Bewehrung (Profil II in Schwarz) oder in selber Richtung, aber mittig im Querschnitt (Profil III in Blau) ohne den „Störeinfluss“ einer Bewehrung entnommen wurden. Daraus lässt sich schlussfolgern, dass die ITZ entlang der Bewehrung für die vorliegenden Zeiträume und Randbedingungen keinen signifikanten Einfluss auf die Transporteigenschaften der Chloride hat. Außerdem lassen sich die Profile senkrecht zum Riss gut anhand der verwendeten Zementart unterscheiden. Die CEM-III-Betone zeigen gegenüber den CEM-I-Betonen wesentlich höhere Chloridgehalte in der Nähe der Rissflanke und geringere Chloridgehalte im Inneren der Probekörper. Damit weisen CEM-III-Betone auch senkrecht zum Rissverlauf eine stärkere Hemmung der Ionendiffusion in das Bauteilinnere auf.

Alle untersuchten Profile zeigen, dass der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt von 0,5 M.-%/z. in unmittelbarer Nähe des Risses überschritten wird und über den gesamten Versuchszeitraum auch bleibt. Die risskreuzende Bewehrung läge also bereichsweise bis in eine Tiefe von 7–17 mm immer noch in einem als korrosionsfördernd geltenden Milieu.

3.3 Bewertung der Chloridumverteilung hinsichtlich des Prinzips 8.3 (W-CI)

In [4] wurde ausgeführt, dass die Chloridumverteilung einer der möglichen Gründe für das Erliegen der Korro-

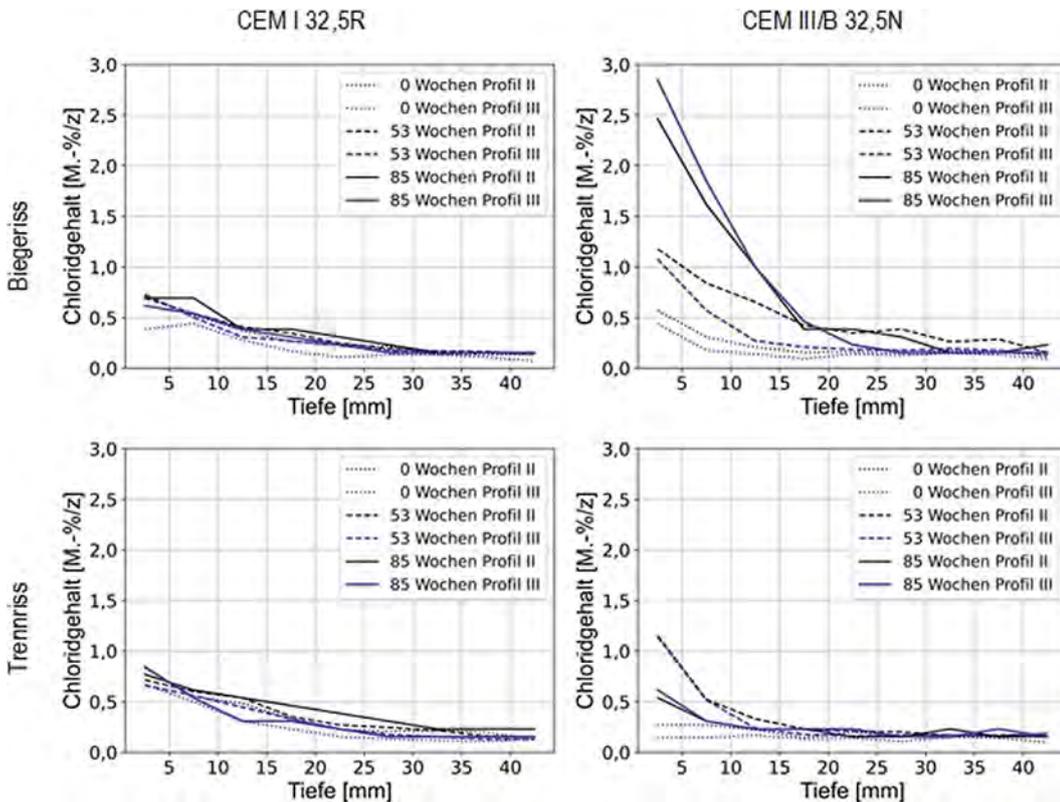


Bild 4 Vergleich Chloridprofile entlang der Bewehrung (Profil II – schwarz) und senkrecht in die Rissflanke (Profil III – blau) über die Versuchsdauer
Comparison of chloride profiles along the reinforcement (profile II – black) and perpendicularly into the crack flank (profile III – blue) over the duration of the experiment

sionsaktivität sein kann. Die hier dargestellten Ergebnisse von Probekörpern mit identischer Zusammensetzung und ähnlichen geometrischen Abmessungen wie in [4] zeigen, dass nach 18 Monaten bzw. 85 Wochen an vielen Stellen ein noch immer hoher Chloridgehalt von größer 0,5 M.-%/z vorlag. Dem ist hinzuzufügen, dass in dem hier vorliegenden Messaufbau die polarisierende Wirkung korrosionsaktiver Betonstahloberflächen fehlt: Aktive anodische Betonstahloberflächen schützen anliegende, kathodisch wirkende Bereiche, wobei für deren Depassivierung ein höherer kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt erforderlich ist. An der Anode hingegen werden die Chloride durch die anodische Polarisation angezogen. Diese Phänomene sind neben der expositionsbedingten lokalen Chloridkontamination für eine ausgeprägte und querschnittsdegradierende Lochfraßkorrosion ausschlaggebend. Die hier dargestellten Chloridprofile sind aufgrund des Fehlens einer Stahlbewehrung frei von jeglicher Wechselwirkung mit einem aktiven Korrosionssystem. Eine numerische Modellierung der Diffusionskoeffizienten für die hier untersuchten Betone kann folglich unter der Verwendung der Profile III und IV durchgeführt werden. Dabei wurde das 2. Ficksche Diffusionsgesetz in Ansatz gebracht (vgl. Gl. (1)) und wie einleitend beschrieben iterativ gelöst. Es konnte festgestellt werden, dass die Chloridprofile wenige Wochen nach Applikation des Beschichtungssystems relativ gut mit dem Diffusionsgesetz übereinstimmen. Die Diffusionskoeffizienten variierten dabei je nach Profilorientierung zwischen $D_{\text{Eff}} = 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$ bei Rissprofilen (Profil IV) und $D_{\text{Eff}} = 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ bei Profilen senkrecht zur Rissflanke (Profil III). Im späteren Verlauf konnte vor allem

bei Trennrissen eine starke Abweichung der gemessenen Profile von einem idealisierten diffusionskontrollierten System gefunden werden. Dieser Trend bestätigt sich unter der plausiblen Annahme, dass durch fortwährenden atmosphärischen Kontakt der Trennrissflanke zur unbeschichteten Probekörperunterseite eine Austrocknung schneller einsetzen kann. Als Untersuchungszeitraum sind die hier angesetzten 18 Monate relativ kurz, um den langjährigen Umverteilungsprozess der Chloride abbilden zu können. Die Analogie zu den korrosionsaktiven Stahlbetonprobekörpern in [4, 6] ist jedoch gewährleistet. Diese Ergebnisse decken sich außerdem besonders gut mit einer aktuellen Studie zum Wirksamkeitsnachweis des Prinzips 8.3 (W-Cl): Wunderle et al. [16] haben ebenfalls postuliert, dass der Instandsetzungserfolg nur bei geringen Ausgangschloridkonzentrationen kleiner 1,0 M.-%/z auf Bewehrungshöhe zum Zeitpunkt der Beschichtung möglich ist. Ein geeignetes Monitoringkonzept wird von den Autoren bei Durchführung des Prinzips 8.3 (W-Cl) allerdings stets gefordert. Es ist abschließend zu folgern, dass die Chloridumverteilung allein nicht zu einer so signifikanten Absenkung des Chloridgehalts an der Grenzfläche Stahl/Beton führt, die es rechtfertigen könnte, dass allein Umverteilung für das Erliegen der Korrosion nach Ausführung des Prinzips 8.3 (W-Cl) verantwortlich wäre.

4 Zusammenfassung und Ausblick

Im vorliegenden Beitrag wurde erläutert, wie sich die Chloridgehalte in gerissenen, kurzzeitig tausalzexponier-

ten und anschließend beschichteten (Prinzip 8.3) Betonbalken umverteilen. Die nachfolgenden Erkenntnisse können festgehalten werden:

- Biegerisse provozieren gegenüber Trennrissen höhere Chloridgehalte bis zur Bewehrung und entlang dieser. Daraus ist zu folgern, dass das Mikroklima in Biegerissen für eine nachwirkende Chloridbelastung an der Rissflanke sorgt.
- Bei Trennrissen wurde nach der Beschichtung nur ein geringer zeitlicher Einfluss infolge Chloriddiffusion festgestellt. Dies lässt sich damit erklären, dass in den Trennrissen aufgrund des atmosphärischen Kontakts, respektive der Austrocknung, zur unbeschichteten Unterseite der Probekörper kein chloridhaltiges Mikroklima entstehen kann.
- In allen untersuchten Profillagen wird der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt von 0,5 M.-%/z. auch nach kurzzeitiger Exposition in den ersten Zentimetern, also in unmittelbarer Nähe zum Riss, überschritten. Im Nachgang bleibt der Chloridgehalt über die untersuchten 18 Monate stets oberhalb dieser kritischen Marke.

- Innerhalb des Untersuchungszeitraums von 18 Monaten wurde keine signifikante Umverteilung festgestellt, die alleinig dafür verantwortlich gemacht werden könnte, dass eine während der offenen Exposition entwickelte Korrosionsaktivität an risskreuzender Bewehrung nach Beschichtung nachlässt und gar zum Stillstand kommt.

Im Rahmen von weiteren Untersuchungen wird derzeit geprüft, inwieweit sich reproduzierbare elektrochemische und reaktionskinetische Mechanismen in Biege- und Trennrissen erzeugen lassen und wie diese das dynamische Verhalten der Korrosionsaktivität beeinflussen. Damit soll die Ausgangsfrage zu den ausschlaggebenden Korrosionsmechanismen abschließend beantwortet werden. Diese Untersuchungen werden im Frühjahr 2023 zum Abschluss kommen.

Dank

Die Autoren bedanken sich bei der DFG für die Förderung des Projekts GE 1973/29-1. Außerdem danken wir Herrn Florian Hiemer für seinen Beitrag zum Projekt.

Literatur

- [1] Angst, U. et al. (2009) *Critical chloride content in reinforced concrete – A review*. Cement and Concrete Research 39, Nr. 12, pp. 1122–1138. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2009.08.006>
- [2] Ožbolt, J.; Balabanić, G.; Kušter, M. (2011) *3D Numerical modelling of steel corrosion in concrete structures*. Corrosion Science 53, Nr. 12, pp. 4166–4177. <https://doi.org/10.1016/j.corsci.2011.08.026>
- [3] Deutsches Institut für Bautechnik (2020) *Technische Regel – Instandhaltung von Betonbauwerken – Teil 1 – Anwendungsbereich und Planung der Instandhaltung*.
- [4] Keßler, S.; Hiemer, F.; Gehlen, C. (2017) *Einfluss einer Betonbeschichtung auf die Mechanismen der Bewehrungskorrosion in gerissenem Stahlbeton*. Beton- und Stahlbetonbau 112, H. 4, S. 198–206. <https://doi.org/10.1002/best.201700002>
- [5] Mayer, T. F. et al. (2020) *Das Instandsetzungsprinzip W-Cl*. Bautechnik 97, H. 1, S. 2–10. <https://doi.org/10.1002/bate.201900083>
- [6] Hiemer, F. et al. (2018) *Chloride induced reinforcement corrosion in cracked and coated concrete: From experimental studies to time-dependent numerical modeling*. Materials and Corrosion 69, Nr. 11, pp. 1526–1538. <https://doi.org/10.1002/maco.201810148>
- [7] Celebi, A. (2020) *Chloridumverteilung in Beton nach Applikation eines Oberflächenschutzsystems – Anwendungsgrenzen des Instandsetzungsverfahrens 7.7* [Dissertation]. TU Kaiserslautern.
- [8] Becker, F.; Dauberschmidt, C. (2020) *Investigation on the effectiveness of the repair method 8.3 “Corrosion protection by increasing the electrical resistivity” in chloride-containing concrete Part 3: The influence on corrosion of chloride-contaminated concretes under protective coatings*. Materials and Corrosion 71, Nr. 5, pp. 716–725. <https://doi.org/10.1002/maco.202011543>
- [9] Rahimi, A. (2017) *Semiprobabilistisches Nachweiskonzept zur Dauerhaftigkeitsbemessung und -bewertung von Stahlbetonbauteilen unter Chlorideinwirkung*. Schriftenreihe Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau e.V., H. 626.
- [10] Gehlen, C. et al. (2011) *fib Bulletin 59. Condition control and assessment of reinforced concrete structures exposed to corrosive environments (carbonation/chlorides)*. fib. The International Federation for Structural Concrete.
- [11] Lay, S. (2006) *Abschätzung der Wahrscheinlichkeit tausalzinduzierter Bewehrungskorrosion – Baustein eines Systems zum Lebenszyklusmanagement von Stahlbetonbauwerken* [Dissertation]. TU München.
- [12] Gehlen, C. (2000) *Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken – Zuverlässigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion*. Schriftenreihe Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau e.V., H. 510.
- [13] Stark, J.; Wicht, B. (2013) *Einwirkung von Chloriden auf Beton* in: Stark, J.; Wicht, B. [Hrsg.] *Dauerhaftigkeit von Beton*. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, S. 263–298.
- [14] Schnell, J.; Raupach, M. (2015) *Kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt – Positionspapier des DAfStb zum aktuellen Stand der Technik*. DAfStb-Positionspapier.
- [15] Springenschmid, R.; Dorner, H.; Kleiner, G. (1989) *Anleitung zur Bestimmung des Chloridgehaltes von Beton*. Schriftenreihe Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau e.V., H. 401.
- [16] Wunderle-Beck, J.; Mayer, T. F.; Zausinger, C.; Gehlen, C. (2022) *Korrosionsmonitoring zum Wirksamkeitsnachweis des Instandsetzungsverfahrens 8.3 (W-Cl)*. Beton- und Stahlbetonbau 117, H. 12. <https://doi.org/10.1002/best.202200081>

Autoren



PD Dr.-Ing. habil. Kai Osterminski
(Korrespondenzautor)
kai.osterminski@tum.de
Technische Universität München
Centrum Baustoffe und Materialprüfung
Franz-Langinger-Straße 10
81245 München



Prof. Dr.-Ing. Prof. h.c. Christoph Gehlen
gehlen@tum.de
Technische Universität München
Centrum Baustoffe und Materialprüfung
Franz-Langinger-Straße 10
81245 München



Christoph Zausinger, M.Sc.
christoph.zausinger@tum.de
Technische Universität München
Centrum Baustoffe und Materialprüfung
Franz-Langinger-Straße 10
81245 München

Zitieren Sie diesen Beitrag

Osterminski, K.; Zausinger, C.; Gehlen, C. (2022) *Chloridumverteilung in gerissenen und mit Prinzip 8.3 (W-Cl) instand gesetzten Stahlbetonbauteilen*. Beton- und Stahlbetonbau. <https://doi.org/10.1002/best.202200080>

Dieser Aufsatz wurde in einem Peer-Review-Verfahren begutachtet.
Eingereicht: 21. Juli 2022; angenommen: 12. September 2022.

3.2 Grenzen des Korrosionsmonitoring zum Wirksamkeitsnachweis der Instandsetzung

Die alleinige Applikation eines Oberflächenschutzsystems auf korrosionsaktive Stahlbetonbauteile ist vielfältig umgesetzt worden und überzeugt durch kostenschonende Instandsetzung. Nach der Beschichtung ist das Nachvollziehen der Korrosionsaktivität nur möglich, wenn ein Korrosionsmonitoring integriert wurde. Inwieweit dieses Monitoring zum Wirksamkeitsnachweis der Instandsetzung herangezogen werden kann, zeigt folgende Veröffentlichung. Das Versuchsprogramm entspricht dem aus Kapitel 2. Nachdem die Risse – sowohl die Biege- als auch die Trennrisse – maßhaltig eingestellt wurden, erfolgte für drei Monate eine wöchentliche Chloridexposition der gerissenen Oberfläche bei laufendem Korrosionsmonitoring. Dann wurden die Oberflächen beschichtet und das Monitoring wurde für weitere drei Monate fortgesetzt. Zum Abschluss der Versuchsserie wurden die korrosionsaktiven Stäbe ausgebaut, dokumentiert und die Chloridkonzentrationen auf Bewehrungshöhe gemessen.

In Kongruenz mit der umfangreichen Arbeit von Wunderle-Beck et al. [23] zeigt die Chloridkonzentration auf Bewehrungshöhe die Erfolgsaussicht dieser Instandsetzungsmethode an. Konzentrationen unter 1,0 M.-%/z. sind unbedenklich, bis 1,5 M.-%/z. ist bereits mit Querschnittsverlusten zu rechnen und über 1,5 M.-%/z. geht die Korrosionsaktivität nach der Instandsetzung nicht signifikant zurück. In jedem Fall ist bei dieser Instandsetzungsmethode ein Korrosionsmonitoring zu integrieren. Die für die Korrosionsaktivität ausschlaggebenden Parameter sind der Makrozellkorrosionsstrom, das anodische Ruhepotential und der anodische, lineare Polarisationswiderstand. Anhand dieser kann nachvollzogen werden, ob sich ein Instandsetzungserfolg abzeichnet oder nicht. Die Aussagekraft der Chloridkonzentration ist damit redundant abgedeckt. Durch den Ausbau der Proben nach der 180-tägigen Versuchsdauer wird klar, dass sich auf einem korrosionsaktiven Bewehrungsabschnitt mehrere Korrosionsstellen bilden können. Im zeitlichen Verlauf der Korrosionsaktivität können diese anodisch wirksamen Bereiche gleichzeitig oder zeitlich gestaffelt entstanden sein. Je nachdem wie viele Korrosionsstellen auf einem Stab gleichzeitig aktiv sind, fällt die Systemantwort der Korrosionssensoren unterschiedlich aus. Solange das Korrosionsmonitoring also nicht anzeigen kann, ob sich der absolute Querschnittsverlust auf eine Position bzw. eine Lochfraßnarbe oder mehrere verschiedene Positionen respektive viele kleine Lochfraßnarben konzentriert, bleibt das Korrosionsmonitoring nur qualitativ. Eine Aussage zum eingetretenen Querschnittsverlust und damit zur Resttragfähigkeit des Bauteils bleibt offen.

Grenzen des Korrosionsmonitorings zum Wirksamkeitsnachweis des Instandsetzungsprinzips 8.3 (W-Cl)

Korrosion von Stahl in kurzzeitig tausalzexponiertem und gerissenem Stahlbeton ist ein seit Jahrzehnten bekanntes und kontrovers diskutiertes Problem in der Instandhaltung von Infrastrukturbawerken. Zum Erhalt dieser Bauwerke bietet die Technische Richtlinie Instandhaltung von Betonbawerken das Instandsetzungsprinzip 8.3 (W-Cl). Hierbei wird die gerissene Stahlbetonoberfläche mit einem Oberflächenschutzsystem versehen, um weiteren Schadstoffeintrag zu unterbinden und langfristig eine Austrocknung des Betons zu erreichen. Es wird gezeigt, ob der bereits eingetretene Schadstoffeintrag in Form von Chloriden aus Tausalzen innerhalb einer Winterperiode ein überkritisches Maß erreichen kann und anhand welcher Parameter sich der Bauteilzustand festmachen lässt. Der Verlauf der Korrosionsströme und der Polarisationswiderstände sowie die Chloridkonzentration im Rissbereich auf Bewehrungshöhe sind dabei die wichtigsten Parameter. Die Untersuchungen zeigen, dass nur die Korrelation dieser Parameter den Instandsetzungsnachweis ermöglicht. Ohne Kenntnis über diese Werte ist die Vorhersage über den Bauteilzustand nicht sicher möglich und fortlaufendes, vielseitiges Korrosionsmonitoring deshalb unabdingbar.

Stichworte Betonstahl-Korrosion; gerissener Beton; Korrosionsmonitoring; Oberflächenschutzsystem

1 Einleitung

Korrosion von Stahl in kurzzeitig tausalzexponiertem und gerissenem Stahlbeton ist ein seit Jahrzehnten bekanntes Problem in der Instandhaltung von Infrastrukturbawerken. Durch die baulich bedingte Auswirkung von Momentumlagerungen, welche bei Parkdecks zum Beispiel in Stützenbereichen etc. auftreten, kann die Betondeckung reißen. Entlang dieser Risse durchdringen schädigende Stoffe wie Chloride aus Tausalzen dann ungehindert die Betondeckung und akkumulieren an der Grenzfläche zwischen Stahl und Beton zu korrosionsinitierenden Konzentrationen. Um solchen Korrosionsschäden entgegenzuwirken und betroffene Stahlbetonbauteile instand halten zu können, kann das Instandsetzungsprinzip 8.3 (W-Cl) angewandt werden. Hiermit soll der Systemwiderstand gegenüber der schädigenden Einwirkung in Form von Chloriden (Cl) signifikant angehoben werden. Dieses Prinzip wird in der Technischen Regel Instandhaltung von Betonbawerken (TR-IH) [1] des

Corrosion monitoring within the repair principle 8.3 (W-Cl) in cracked, short term chloride exposed and subsequently coated reinforced concrete

Reinforcement Corrosion in cracked concrete due to de-icing salt exposure for a short period of time has been a well-known and controversially discussed problem in the maintenance of basic infrastructure for decades. For the preservation of these structures, technical, German guidelines offer the repair principle 8.3 (W-Cl). Here, the cracked reinforced concrete surface is provided with a surface protection system to prevent further entry of deleterious species and to achieve long-term drying of the concrete. We will show whether the already existing deleterious input in the form of chlorides from de-icing salts can reach a supercritical level within one winter period and which parameters can be used to determine the condition of the affected structure. The course of the corrosion currents, the course of the linear polarization resistances as well as the chloride concentration in the crack area at the reinforcement level are the most important parameters. The results show that only their correlation enables deterministic proof of the success of the repair. Without knowledge of these values, it is not possible to perform a reliable condition assessment and because of that continuous corrosion monitoring is indispensable.

Keywords cracked concrete; monitoring; reinforcement corrosion; surface coating

Deutschen Instituts für Bautechnik beschrieben. Die Entwicklung der Anwendung und Anwendungsgrenzen des Instandsetzungsprinzips 8.3 (W-Cl) sowie der rechtliche Hintergrund hierzu werden von Breit, Dauberschmidt aktuell zusammengefasst [2]. Der ursprüngliche Untertitel „Beschichtung zur Erhöhung des elektrischen Widerstands“ ist im Zusammenspiel mit Chloriden allerdings irreführend, da selbst in der TR-IH zu lesen ist, dass eine Austrocknung bei hohem Chloridgehalt nicht zu erwarten ist [1]. Außerdem belegen Studien, dass eine Modellierung des chloridinduzierten Korrosionsverlaufs anhand des Elektrolytwiderstands des Betons nicht zielführend ist [3,4]. Sollte sich diese Form der Instandsetzung also als wirksam erweisen, müssen andere Gründe als der alleinige Anstieg des Elektrolytwiderstands verantwortlich sein. Die Applikation eines dampfdiffusionsoffenen Oberflächenschutzsystems wie zum Beispiel OS11b zur Versiegelung der Risse kann dabei sowohl alleinstehend als auch inklusive weiterer Instandsetzungsmaßnahmen erbracht werden. Zu den bekanntesten Instandsetzungs-

maßnahmen, die über die bloße Oberflächenbeschichtung hinausgehen, zählen heutzutage: der kathodische Korrosionsschutz, die elektrochemische Chloridextraktion oder die Tränkung von Rissen mit hochalkalischer Suspension zur Pufferung der elektrolytischen Alkalität. Die alleinige Anwendung einer rissüberbrückenden Beschichtung bei offenem Rissbild ist oftmals aus Kostengründen weit verbreitet, zahlreich umgesetzt worden [5], nach wie vor umstritten [6] und deshalb zentraler Gegenstand der vorliegenden Arbeit.

Eine Instandsetzung chloridbelasteter gerissener Stahlbetonbauteile ist in jedem Fall unabdingbar, darf allerdings nach der Technischen Richtlinie Instandhaltung Teil 1 (TR-IH) erst nach einer Winterperiode, sprich bei abgeschlossenem Rissbild, umgesetzt werden. Genau an diesem Punkt entsteht ein zwangsläufiger Gegensatz der Prämissen: Zum einen wird gefordert, die Rissbildung infolge der ersten Winterperiode abzuwarten, aber währenddessen darf der Chloridgehalt infolge der Tausalanzwendung auf Bewehrungshöhe ein kritisches Maß von 1,5 Massenprozent bezogen auf den Zementgehalt [M.-%/z.] nicht überschreiten. Die daraus resultierende Unschärfe des zu erwartenden Schadens muss also grundlegend erforscht und verstanden werden. In den Studien von Hiemer et al. und Kessler et al. wurde dieses Problem schon im Hinblick auf das Szenario von kurzzeitig tausalzexponierten und anschließend beschichteten Biegerissen untersucht [7,8]. Diesen Autoren zu Folge wird das Instandsetzungsziel nach dreimonatiger Tausalzexposition, sprich dem Äquivalent zu einer Winterperiode, erreicht. Die grundlegenden Mechanismen des Instandsetzungserfolgs seien dabei entweder der Anstieg des anodischen Polarisationswiderstands, eine Umverteilung der Chloride, bis ein kritischer Wert unterschritten wird, oder eine Kombination daraus. Darauf folgend belegten Osterminski et al., dass der Instandsetzungserfolg nicht von der Chloridumverteilung abhängt, da diese sich über einen Zeitraum von zwei Jahren nicht signifikant ausprägt und der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt meist nicht unterschritten wird [9,10].

Nach diesen Veröffentlichungen war ein Instandsetzungserfolg also in Aussicht gestellt, die Begründung dafür ist aber noch nicht eindeutig gegeben. Im Rahmen weiterer Forschungsprojekte an der Technischen Universität München wurde diese Fragestellung auch auf Trennrisse ausgeweitet (z.B. verursacht durch späten Zwang). Zuerst wurde Korrosionsmonitoring auf bewehrungsparallele Trennrisse angewandt [11]. Im Anschluss daran wurde ein Probekörperdesign mit bewehrungskreuzendem, also praxisnahem Rissverlauf entwickelt. Diese Versuche waren reproduzierbar und dementsprechend aussagekräftig und belastbar [9]. Zusätzlich erlaubt das in [9] entwickelte Probekörperdesign, die Fragestellung zur Wirksamkeit eines Oberflächenschutzsystems infolge kurzzeitiger Tausalzexposition einheitlich auf Trenn- oder Biegerisse zu übertragen. Durch den vorliegenden Vergleich aus serienübergreifend identisch hergestellten Stahlbetonproben mit Trenn- und Biegerissen kann der Kreis zu den oben

erwähnten vorausgegangen Arbeiten, welche entweder Biegerisse oder Trennrisse thematisieren, geschlossen werden. In den folgenden Abschnitten werden die Voraussetzungen für Korrosionsmonitoring erläutert und die daraus entstandenen Ergebnisse zusammengeführt.

2 Korrosionsmonitoring von Stahl in gerissenem Beton

Nach dem Faradayschen Gesetz korreliert der messbare Korrosionsstrom linear mit dem Masseverlust infolge der anodischen Eisenauflösung. Wäre die Fläche bekannt, auf der die anodische Eisenauflösung an der korrosionsaktiven Stahl-Beton-Grenzfläche abläuft, könnte unmittelbar der Rückschluss zwischen gemessenem Korrosionsstrom respektive der Korrosionsstromdichte und dem zu erwartenden Querschnittsverlust der Bewehrung gezogen werden. Bisher wirken der Anwendbarkeit dieses Ansatzes zwei unabhängige Faktoren signifikant entgegen: Zum ersten besteht der tatsächliche Korrosionsstrom aus einem galvanisch messbaren Makrokorrosionsanteil und einem nur zerstörend zu prüfenden Mikrokorrosionsanteil, der bis zu 90 % betragen kann [12,13]. Unter Umständen kann der gemessene Korrosionsstrom im Rahmen eines realen Korrosionsmonitorings sich also auf 10 % des tatsächlichen Masseverlusts belaufen. Zum zweiten ist die korrosionsaktive Oberfläche, also die als Elektrode wirkende Mantelfläche der Bewehrung, bisher ebenfalls nur zerstörend abzuschätzen. In manchen Fällen wird sogar die gesamte Mantelfläche der instrumentierten Bewehrung als Elektrode angenommen [14], was bei der chloridinduzierten Korrosion in der Regel eine deutliche Unterschätzung der Stromdichte bedeutet. Sofern diese offenen Probleme ungelöst bleiben, ist Korrosionsmonitoring und in diesem Fall der Erfolgsnachweis des Instandsetzungsprinzips 8.3 (W-CI) nur qualitativ zu bewerten.

Zur parameterübergreifenden Analyse der Korrosionsmechanismen wurde ein Probekörper entworfen, welcher trotzdem mit realen, gerissenen Stahlbetonbauteilen vergleichbar ist. Das Probekörperdesign sowie die Chloridprofilanalyse wurden von den Autoren bereits umfassend erläutert und können [9] entnommen werden. Außerdem wurde hier bereits gezeigt, dass der Verlauf der Ruhepotentiale der instrumentierten Stahlelektroden einen wichtigen und einfach messbaren Anhaltspunkt zum Wirksamkeitsnachweis der Instandsetzung darstellt. Dabei wurde beobachtet, dass sich das Ruhepotential nicht korrodierender Bereiche im Zusammenhang mit der Chloridexposition, der anschließenden Beschichtung und dabei eventuell auftretender Korrosionsaktivität nicht ändert. Dagegen konnten im selben Zeitraum signifikante Änderungen der Messwerte an den aktiv korrodierenden Bereichen, also passend zu den Arbeiten von Hiemer et al. [7] und Kessler et al. [8] beobachtet werden. In der vorliegenden Arbeit soll dementsprechend näher beleuchtet werden, wie sich die elektrochemischen Prozesse in den aktiv korrodierenden Bereichen an der Stahl-Beton-Grenzfläche entwickeln.

3 Probenaufbau und Messroutine

Im Rahmen der vorliegenden Studie ist die Probekörperanzahl an zwei hintereinander durchgeführte Versuchsserien gebunden. Die erste bestand aus acht Stahlbetonbalken mit den Abmessungen von $120 \cdot 120 \cdot 400 \text{ mm}^3$ ($B \cdot H \cdot L$), wobei jeweils ein maßhaltiger bewehrungskreuzender Trennriß eingeleitet wurde. Die genaue Herangehensweise und erste Kernaussagen wurden bereits veröffentlicht [9]. Die zweite Serie folgte der gleichen Herangehensweise, wobei zehn Stahlbetonbalken hergestellt wurden, wovon fünf mit Trennrissen und fünf mit Biegerissen versehen wurden. Diese zweite Serie ist der Kern der vorliegenden Arbeit und soll den Kreisschluss, also die Zusammenführung der Korrosionsmechanismen bei Trenn- und bei Biegerissen, aus allen vorangegangenen Arbeiten [7–10] zur Frage der Rissproblematik in gerissenen, kurzzeitig tausalzexponierten und anschließend beschichtetem Stahlbeton herstellen.

Eine Vielzahl von Arbeiten hat in der Vergangenheit die unterschiedlichen Mess- und Berechnungsmethoden des Makrokorrosionsstroms hervorgebracht, weshalb an dieser Stelle nur auf etablierte Literatur verwiesen wird [15–19]. Der Probekörperaufbau und die zugehörige Messroutine zur Erfassung der Makrokorrosionszelle wird in Bild 1 zusammengefasst. Da die Entwicklung des Makrozellkorrosionsstroms und der Systemwiderstände in der oben genannten vorausgegangenen Arbeit [9] nicht bedient wurden, werden sie hier kurz erläutert. Der Makrozellkorrosionsstrom I_{makro} wurde über den gesamten Untersuchungszeitraum von 180 d über einen Shunt (ZA 9601-FS1 E4) und einer Genauigkeit von $1 \mu\text{A}$ stündlich aufgezeichnet. Im Gegensatz zur dauerhaften Aufzeichnung des Makrozellkorrosionsstroms wurden die weiteren Korrosionsparameter

- Elektrolytwiderstand des Betons zwischen Anode und Kathode ($R_{E,A-K}$) [Ω]
- Elektrolytwiderstand des Betons zwischen dem Kathodenpaar ($R_{E,K-K}$) [Ω]
- Elektrolytwiderstand des Betons anhand des IR-Drops ($R_{E,IR}$) [Ω]
- linearer Polarisationswiderstand der Anode ($R_{P,A}$) [Ω]

einmal pro Woche gemessen. Der Elektrolytwiderstand des Betons wurde auf drei verschiedene Weisen gemessen. Zum einen wurde der ohmsche Wechselstromwiderstand bei 50 mV und 120 Hz mit einem LCR-Meter zwischen anodisch und kathodisch wirkenden Teilbereichen sowie zwischen den kathodisch konzipierten Stahlkörben gemessen (vgl. Bild 1). Diese Messung orientiert sich an den Arbeiten von Kessler et al. [8]. Der dritte Wert ergibt sich aus dem Quotienten des IR-Drops und dem kurz zuvor anliegenden Makrozellkorrosionsstrom. Der daraus resultierende Wert entspricht dem Widerstand des Betons zwischen den einzeln betrachteten Stahlelektroden, sprich anodisch oder kathodisch wirkenden Teilbereichen, und der Bezugselektrode zum jeweiligen Messzeitpunkt.

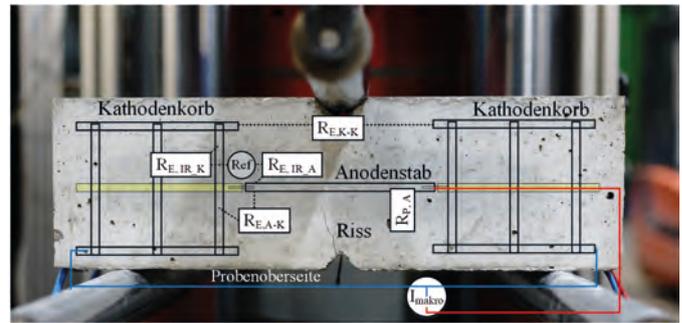


Bild 1 Foto einer Biegerissprobe mit skizzierten Bewehrungs- bzw. Elektrodenaufbau und zugehörigen Messgrößen des Makrozellkorrosionsstroms und der Systemwiderstände R_E und $R_{P,A}$. Image of a bending crack specimen with superpositioned depiction of reinforcement and electrode setup respectively and sketchy depiction of macrocell corrosion current and system resistances R_E and $R_{P,A}$.

Analog zu den Arbeiten von Kessler et al. [8] und auf der Basis der Beiträge von Wagner & Traud [20] bzw. Stern, Geary & Weiser [21,22] wurde der lineare Polarisationswiderstand der Anode gemessen. Diese Messung erfolgte in einem Spannungintervall von $\pm 20 \text{ mV}$ um das freie Korrosionspotential, nach vierstündiger Depolarisation, bei einer IR-drop-bereinigten Vorschubgeschwindigkeit von $0,125 \text{ mV/s}$ und der Berechnung der daraus resultierenden Tangentensteigung zwischen $\pm 5 \text{ mV}$ um das freie Korrosionspotential.

Sofern Makrozellkorrosion messbar war, wurde die Entwicklung der freien Korrosionspotentiale der anodisch und kathodisch konzipierten Stahlelektroden wöchentlich während vierstündiger Depolarisation, d. h. nach offenem Kurzschluss gegen die miteinbetonierte MnO_2 -Bezugselektrode gemessen. Die Messung des Potentials der anodisch und kathodisch wirkenden Teilbereiche startet vom geschlossenen Kurzschluss (Korrosionspotential der gesamten Bewehrung) über den IR-Drop bis hin zum freien Korrosionspotential. In Anlehnung an [11] erfolgte die Messung zur Erfassung des IR-Drops im Moment des manuellen Öffnens des Kurzschlusses bei einer Genauigkeit von $0,1 \text{ mV}$ und einer Messfrequenz 100 Hz.

Zum Abschluss der Untersuchung nach 180 Tagen Korrosionsmonitoring wurden die Anodenstäbe ausgebaut, ohne die Stahloberfläche zu beschädigen, und visuell inspiziert. Außerdem wurden analog der vorangegangenen Arbeit [9] Chloridgehalte an der Grenzfläche zwischen Stahl und Beton im Rissbereich auf Bewehrungshöhe erhoben, um die Chloridlast zwischen Trenn- und Biegerissen vergleichen zu können.

4 Ergebnisse und Diskussion

4.1 Erläuterungen

Die folgenden Abschnitte zeigen die ausgebauten Proben und den Verlauf der verschiedenen Korrosionsparameter. Zur besseren Differenzierbarkeit zwischen korrosionsaktiven (bunt) und passiven (grau) Proben sowie zur Beleuchtung des Unterschieds zwischen Trenn- (blau)

und Biegerissen (orange) wurden diese entsprechend eingefärbt.

4.2 Verlauf der Makrozellkorrosionsströme

Bild 2 fasst die Verläufe der Korrosionsströme aller 18 Proben zusammen. Diese 18 Proben bestehen aus den acht Trennrissbalken der ersten Serie sowie fünf Trennrissbalken und fünf Biegerissbalken der zweiten Serie. Es wird an dieser Stelle hervorgehoben, dass alle 18 Stahlbetonbalken der identischen Chloridexposition ausgesetzt sind.

Die darin enthaltenen Stromwerte der ersten Serie wurden bereits präsentiert [23]. Es ist ersichtlich, dass die Proben mit Trennrissen (blau und grün) nur vereinzelt das Niveau von Proben mit Biegerissen (orange) erreichen. Für den Instandsetzungsnachweis ist dabei besonders wichtig zu beobachten, dass die Trennrissproben nur relativ kurz bei ihrem Maximum verharren und deren Korrosionsströme unmittelbar danach wieder sinken, selbst wenn die Dauer der wöchentlichen Chloridexposition noch nicht abgeschlossen ist. Ein ganz anderes Bild zeigen hingegen die Biegerissproben. Zwei der fünf Proben erreichen dabei ein hohes Niveau und sinken, wenn überhaupt, nur langsam, selbst wenn die Beschichtung bereits erfolgt ist. Auch am Ende der 180-tägigen Versuchsdauer sind die Makrokorrosionsströme der Biegerissproben im Gegensatz zu den Trennrissproben nicht signifikant zurückgegangen. Zu diesem Zeitpunkt ist von einem Instandsetzungserfolg also nicht auszugehen. Eine mögliche Erklärung für dieses Phänomen wäre das Austrocknen nach unten im Trennriss, während durch die stauende Wirkung des Biegrisses die Feuchtigkeit durch die Beschichtung eingesperrt wird.

Sobald die schädigende Korrosion im Fall von Biegerissen also eingetreten ist, zeichnet sich auch nach dreimonatiger Beschichtung kein Rückgang der Korrosionsaktivität ab. Inwieweit der Querschnittsverlust durch Korrosionsnarbenbildung eingetreten ist, zeigt Abschn. 4.3.

4.3 Visualisierung der Bewehrung im Rissbereich

Im Anschluss werden die geöffneten Stahlbetonproben und die Schadensbilder an den anodischen Bewehrungsstäben, nachdem diese nach 180 Tagen ausgebaut wurden, gezeigt (Bild 3). Durch den zerstörenden Ausbau der Stahlbetonproben kann ein Einblick in die Korrosionsstellen gegeben werden. Die daraus ableitbaren Mechanismen sind vielzählig und werden in der Folge aufgezählt: Durch die trennscharfe Rissbildung [9] konzentriert sich die anodische Eisenauflösung auf eine wenige Zentimeter breite Mantelfläche der Bewehrung. Innerhalb dieser Fläche bildeten sich, unabhängig von der Rissart, im Laufe der 180-tägigen Versuchsdauer mehrere Korrosionsnarben mit einer maximalen Tiefe von 1,3 mm. Bei einem anfänglichen Durchmesser von 8 mm ist diese Narbentiefe standsicherheitsrelevant. Dabei ist anzumerken, dass die Stromverläufe aus Bild 2 nahelegen, dass der Schädigungsfortschritt noch nicht abgeschlossen ist. Außerdem können sich die Schädigungsstellen im Untersuchungszeitraum sowohl gleichzeitig als auch zeitlich gestaffelt gebildet haben. Dieser Umstand ermöglicht eine Überlagerung der Stromantwort im Moment des Messens. Eine Normierung der aktiven Oberfläche über eine vielzitierte [14] pauschalisierte Mantelfläche zur Bestimmung der Korrosionsstromdichte ist demnach hinfällig und nicht zielführend. Die Größe der korrosionsaktiven Oberfläche bleibt unbekannt. Solange die aktuell wirksame Elektrodenoberfläche im Moment

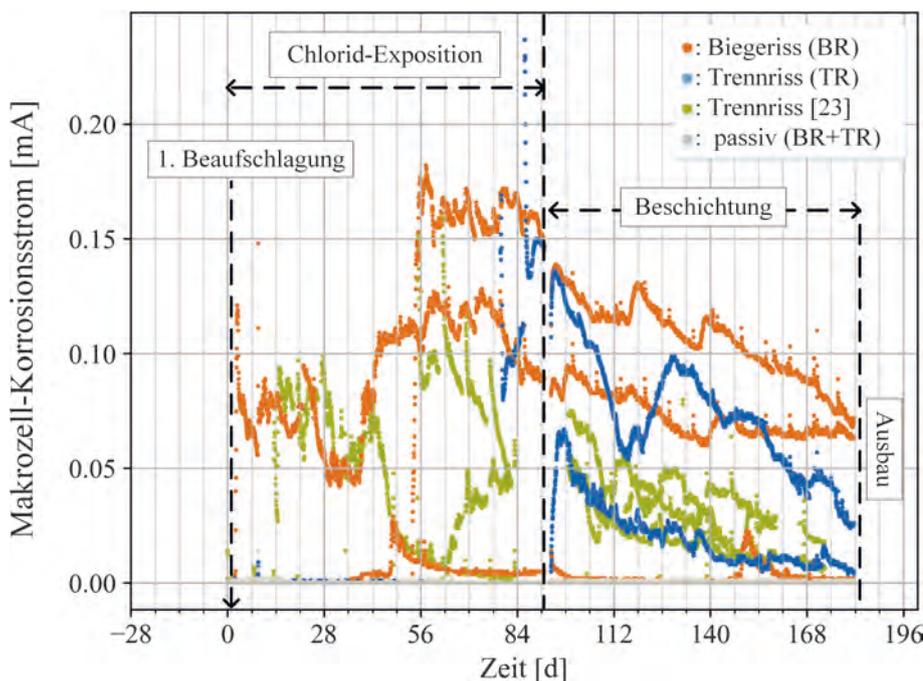


Bild 2 Verlauf der Makrozellkorrosionsströme während dreimonatiger, wöchentlicher Chloridexposition und anschließender Beschichtung der Stahlbetonoberfläche
Course of the macrocell corrosion current during three months of weekly chloride exposure and subsequent surface coating

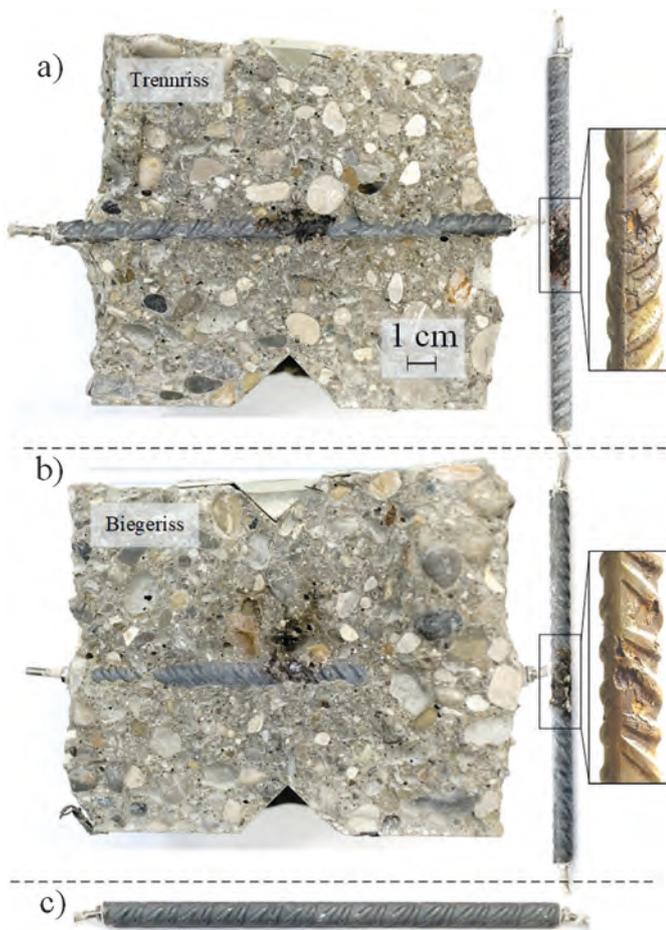


Bild 3 Offener Kernbereich der Stahlbetonproben nach 180 Tagen Versuchsdauer; die Probe a) zeigt eine korrosionsaktive Trennrissprobe, b) zeigt eine korrosionsaktive Biegerissprobe jeweils mit freigelegtem Anodenstab und Vergrößerung der geätzten Korrosionsstelle; der in c) gezeigte Stab entstammt einer dauerhaft passiven Stahlbetonprobe
Open core section of the reinforced concrete specimens after 180 days of testing; specimen a) shows a corrosion-active transverse crack specimen, b) shows a corrosion-active bending crack specimen, each with exposed anode rod and magnification of the pitted corrosion site; the bar shown in c) is from a permanently passive reinforced concrete specimen

des Strommessens nicht bekannt ist, kann der Stromwert also nur qualitativ bewertet werden.

Eine weitere Auffälligkeit ist die Verteilung der Korrosionsprodukte in Abhängigkeit von der Rissart. Bei der Trennrissprobe (Bild 3a) ist die Korrosionsstelle weitestgehend ausgetrocknet und Teile der Korrosionsprodukte haben sich auch unterhalb des Stahlstabs angesammelt. In der Biegerissprobe (Bild 3b) ist anhand des Lichtreflexes noch eine nasse Korrosionsstelle sichtbar und schwärzliche Verfärbungen sind an sowie oberhalb der korrosionsaktiven Stahl-Beton-Grenzfläche zu erkennen. Im Biegerisszenario kann der Korrosionsmechanismus aufgrund der schwärzlichen Färbung der Sauerstoffarmut, infolge der aufstauenden Wirkung und einer daraus ableitbaren Goethitbildung dem aggressiveren Wassertyp zugeordnet werden [24]. Besonders hervorzuheben ist, dass die Korrosionsstelle durch die aufstauende Wirkung des Biegerisses noch nass ist, obwohl die letzte Beaufschlagung über drei Monate zurückliegt. Damit können die hohen Korrosionsströme der Biegerissproben erklärt werden und eine Austrocknung ist nicht abzuse-

hen. Abschn. 4.4 erläutert den Verlauf der Elektrolytwiderstände respektive den Verlauf der Betonfeuchte.

4.4 Verlauf der Elektrolytwiderstände

Bild 4 zeigt den Verlauf der drei verschiedenen Widerstandsmessungen. Dazu gehören der Widerstand zwischen dem anodisch konzipierten Stahlstab und den kurzgeschlossenen kathodisch konzipierten Stahlkörpern ($R_{E,A-K}$) analog zur umliegenden Bewehrung im Bauwerk. Dazu wurde der Widerstand zwischen den kathodisch konzipierten Stahlkörpern ($R_{E,K-K}$) erhoben und abschließend der Widerstand zwischen anodisch und kathodisch wirkenden Teilbereichen und der Bezugslektrode ($R_{E,IR}$) berechnet. Der Verlauf der Widerstände zwischen den Kathodenkörpern ($R_{E,K-K}$) und zwischen Anodenstab und zusammenschalteten Kathodenkörpern ($R_{E,A-K}$) zeigt eine Zunahme des Elektrolytwiderstands vor, während und nach der Chloridexposition. Die Streuung dieser Werte nimmt während der Chloridexposition zu und am Ende derselben wieder leicht ab. Deutlich stärker streuen die Widerstandsmessungen aus den Ausschaltmessungen ($R_{E,IR}$). Es ist zu beachten, dass die Position der miteinbetonierten Bezugslektrode den absoluten Wert der gemessenen Potentiale im Rahmen der Ausschaltmessungen wesentlich beeinflusst. Außerdem liegt die Bezugslektrode im vorliegenden Fall im Randbereich des anodisch konzipierten Stahlstabs. Unter der Annahme, dass dieser Stahlstab als eine heterogene Mischelektrode vorliegt, kann dieser Randbereich auch kathodisch wirksam sein und zusätzlich zu einer Streuung der Werte beitragen. Trotz dieser Schwankungen ist es bemerkenswert, dass die berechneten Werte im Rahmen der anderen beiden Messungen liegen und eine deutliche Zunahme im Verlauf der Versuchsdauer ist abzuleiten. Keine der drei Widerstandsmessungen kann allerdings den Zustand abbilden, dass die Korrosionsstellen in den Biegerissen noch nass sind (vgl. Bild 3), während die Korrosionsstellen der Trennrisse vor allem zum Ende des Untersuchungszeitraums ausgetrocknet sind. In allen drei Verfahren ist ein eindeutiger Einfluss der Rissart oder der Beschichtung nicht zu erkennen. Neben anderen Veröffentlichungen kann man also festhalten, dass die Widerstandsmessungen zur weiteren Modellierung der vorliegenden Makrozellkorrosion nicht zielführend sind [4]. An dieser Stelle wäre der Einsatz weiterer Sensortechnik zum Erfassen geometrischer Abhängigkeiten, wie sie zum Beispiel von Fraundorfer, Dauberschmidt demonstriert werden, besonders hilfreich [12]. Damit ließe sich auch im Rahmen eines Langzeitmonitorings die Verkleinerung der galvanischen Zelle beziehungsweise die Verkleinerung des kathodisch wirkenden Einflussbereichs abschätzen. Die Ausarbeitung der IR-Drop-bedingten Widerstände hat den Vorteil, dass weitere Messungen wie zum Beispiel die Polarisationswiderstände um diesen Betrag bereinigt werden können.

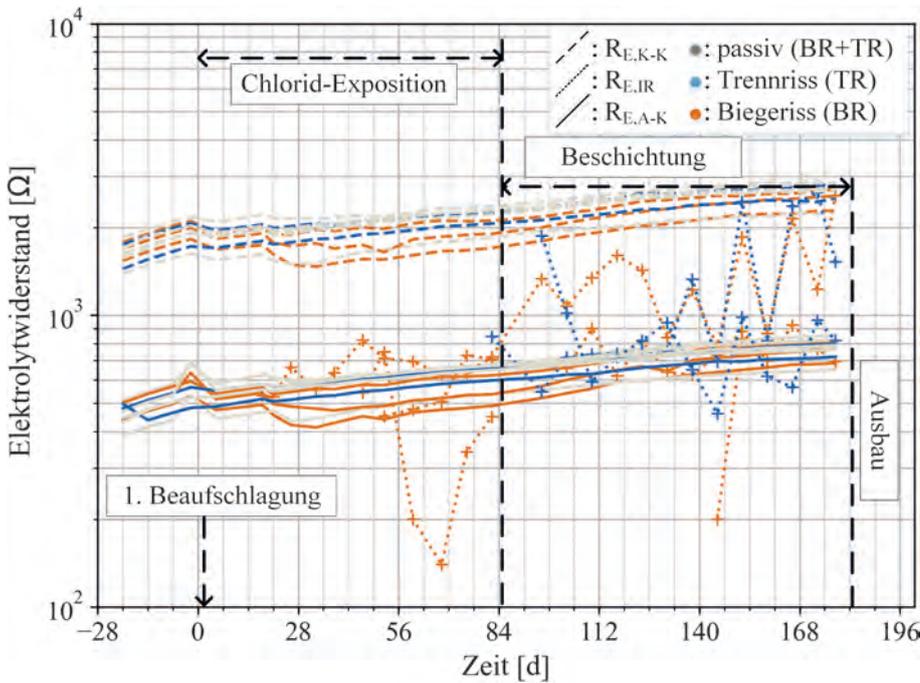


Bild 4 Verlauf des Elektrolytwiderstands während der Nachbehandlung in den ersten 28 Tagen, dreimonatiger wöchentlicher Chloridexposition und anschließender Beschichtung der Stahlbetonoberfläche anhand der drei Messwerte $R_{E,K-K}$, $R_{E,IR}$ und $R_{E,A-K}$
 Course of the electrolyte resistivity during the first 28 days of curing, three months of weekly chloride exposure and subsequent surface coating on the basis of the three values $R_{E,K-K}$, $R_{E,IR}$ und $R_{E,A-K}$

4.5 Verlauf des anodischen linearen Polarisationswiderstands

Als letzten Systemwiderstand zeigt Bild 5 den Verlauf der linearen Polarisationswiderstände des anodisch konzipierten Stahlstabs. Mit der ersten Messung kurz vor der ersten Beaufschlagung starten alle Proben bei einem Wert um 50kΩ und sinken während der einsetzenden Chloridexposition. Analog zu den Elektrolytwiderständen aus Bild 4 sind auch hier die Widerstandswerte bewusst nicht, wie sonst üblich, in spezifischen Werten, also mit Oberflächenbezug, angegeben, da diese Oberfläche bisher nicht messbar ist. Anhand des Verlaufs dieser

Werte können diese trotzdem qualitativ bewertet werden.

Die anodischen Polarisationswiderstände zeigen, analog zu dem Verlauf der Korrosionsströme aus (Bild 3), wieder einen deutlichen Unterschied zwischen Trennrissproben (blau) und Biegerissproben (orange). Letztere bilden bis auf wenige Ausnahmen die niedrigsten Polarisationswiderstände ab, steigen am langsamsten infolge der Beschichtung und legen damit die höchste Neigung zur anodischen Eisenauflösung nahe. Sobald eine Probe ihre Passivität infolge der Chloridexposition verliert, fällt der Widerstandswert sprunghaft. Kurz nach der jeweiligen Depassivierung steigen die Widerstände allerdings wieder langsam, wobei die Beschichtung scheinbar keinen unmittelbaren Einfluss auf den Verlauf hat. Daraus ist abzuleiten, dass kurz nach dem Beginn der anodischen Eisenauflösung Prozesse ablaufen, die dieser entgegenwirken. Hierzu zählen vor allem die Deckschichtbildung an der jeweiligen Korrosionsstelle [8] und die komplexen Eigenschaften der Stahl-Beton-Grenzfläche [15]. In einer vorangegangenen Arbeit zeigten die Autoren, dass der Rückgang der Korrosionsneigung auch anhand des Anstiegs des anodischen Ruhepotentials zu erkennen ist [9]. Diese Beobachtungen werfen die Frage auf, mit welchem einmaligen Eingriff dieser Anstieg gezielt beschleunigt werden kann, bevor eine Beschichtung appliziert wird. Dadurch ließe sich die Zuverlässigkeit dieser Instandsetzung eventuell erheblich erhöhen.

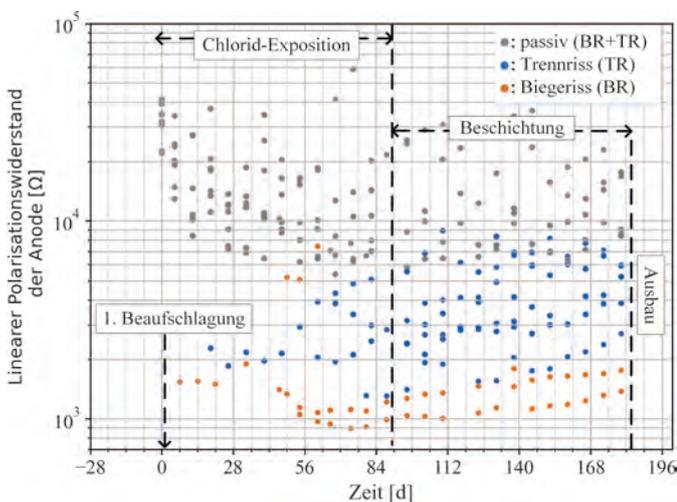


Bild 5 Verlauf des anodischen linearen Polarisationswiderstands während dreimonatiger wöchentlicher Chloridexposition und anschließender Beschichtung der Stahlbetonoberfläche
 Course of the anodic linear polarization resistance during three months of weekly chloride exposure and subsequent surface coating

4.6 Chloridkonzentrationen im Rissbereich auf Bewehrungshöhe

Zum Abschluss der Ergebnisse zeigt Bild 6 die Chloridgehalte im Rissbereich auf Bewehrungshöhe, die am Ende der 180-tägigen Versuchsdauer erhoben wurden. Die Chloridgehalte der jeweiligen Proben unterscheiden sich durchaus deutlich voneinander, wobei alle den kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt von 0,5 Massenprozent bezogen auf den Zementgehalt [M.-%/z.] nach [25,26] erreicht haben. Mit Rückblick auf den Verlauf der Korrosionsströme aus Bild 2 korrelieren die Proben mit den höchsten Stromendwerten mit den hohen Chloridgehalten über 2,0 M.-%/z. Eine parameterübergreifende Kongruenz ist also gegeben. Analog dazu kann der Hinweis von Wunderle-Beck et al., dass ab Chloridgehalten über 1,5 M.-%/z. ein Instandsetzungserfolg unwahrscheinlich ist, herangezogen werden [5]. Es ist allerdings zu bemerken, dass die Korrosionsströme der Trennrissprobe (Probe 6) trotz hohen Chloridgehalts gegenüber den Biegerissproben 1 und 5 stark zurückgehen. Die Chloridgehalte der Biegerissproben (Proben 1–5) sind im Mittel höher als die der Trennrissproben (Proben 6–10). Durch das Aufstauen der Prüflösung im Riss und den damit länger anhaltenden Eintrag der Chloride in die Rissflanken kann diese Tendenz begründet werden. Warum Probe 8 mit vergleichsweise niedrigen Chloridgehalten gegenüber passiven Proben mit höheren Werten Korrosionsaktivität aufzeigt, liegt vermutlich in der Komplexität der Stahl-Beton-Riss-Grenzfläche verborgen [15] und kann hier nicht abschließend erläutert werden.

5 Zusammenfassung

Ohne die Installation eines geeigneten Monitoringsystems zur Überwachung der Korrosionsaktivität ist die

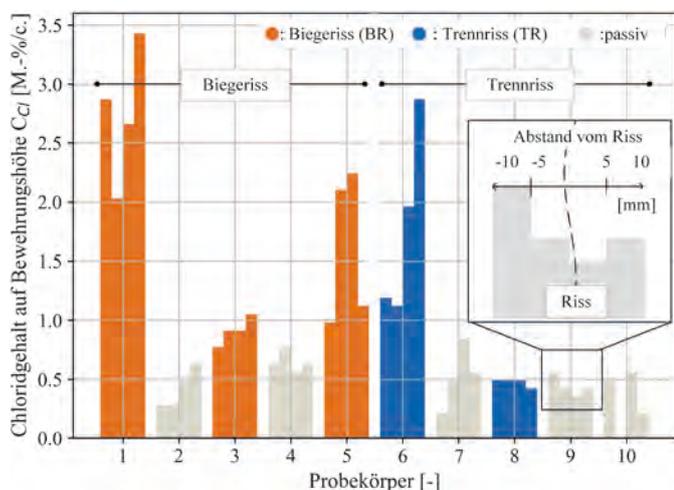


Bild 6 Darstellung der Chloridgehalte bezogen auf den Zementgehalt in 5mm Intervallen in unmittelbarer Nähe zum Riss aller zehn Proben; farbige Proben entsprechen einer Korrosionsaktivität im Verlauf der 180-tägigen Versuchsdauer
Representation of the chloride concentrations in relation to the cement content at 5mm intervals in the immediate vicinity of the crack of all ten samples; colored samples represent corrosion activity within the 180 days of testing period

Wirksamkeit einer Instandsetzung nach dem Prinzip 8.3 der TR-IH nicht sicher nachweisbar.

Die erste bauwerkserhaltende Zustandsänderung infolge einer Instandsetzung nach dem Prinzip 8.3 (W-CI) beruht auf der Unterbindung des Chlorideintrags. Jede Korrosionsaktivität, die in der abzuwartenden Zeitspanne der Rissbildung allerdings eingetreten ist, ist individuell zu bewerten. Dabei ist zu beachten, dass Biegerisse gegenüber Trennrissen aufgrund ihrer anstauenden Wirkung zu einer signifikant höheren und länger andauernden Korrosionsaktivität führen. Biegerisse stellen also im Sinne der Bewertung Wirksamkeit allgemein ein erhöhtes Risiko dar. Folgend sind die Mechanismen, die zu einer zuverlässigen Zustandsbewertung des vorliegenden Korrosionssystems herangezogen werden sollten, zusammengefasst:

Ein Fixpunkt in der Zustandsbewertung und der daraus ableitbaren Zielsicherheit der Instandsetzung ist die Entnahme des Chloridgehalts im Rissbereich auf Bewehrungshöhe. Hat die Chloridkonzentration das Maß von 1,5 M.-%/z überschritten, ist der Fortgang der Korrosionsaktivität derart hoch, dass der zu erwartende Korrosionsabtrag in statisch hochausgelasteten Bauteilen stand-sicherheitsgefährdend sein kann. Zur Eingrenzung der Unsicherheit unter 1,5 M.-%/z müssen die Korrosionsströme, Polarisationswiderstände und Ruhepotentiale überwacht werden.

Der Verlauf dieser drei Parameter zeigt, dass die Depassivierung bzw. die Korrosionsinitiierung ein schlagartiger Prozess ist, während der Rückgang bis hin zu einer möglichen Repassivierung nur langsam abläuft. Die Repassivierung sollte sich innerhalb der ersten Monate nach Beschichtung dann parameterübergreifend, anhand zurückgehender Korrosionsströme, ansteigender Polarisationswiderstände und steigender Ruhepotentiale unbedingt andeuten. Infolge des schwachen Anstiegs des Elektrolytwiderstands ist von einer kurzzeitigen Verkleinerung der Makrozelle nicht auszugehen. Außerdem bildet die Messung des Elektrolytwiderstands die unterschiedliche Feuchtigkeit in Abhängigkeit von der Rissart in dessen unmittelbarer Nähe nicht ab. Inwieweit der kathodische Einflussbereich infolge der mehrjährigen Austrocknung schwindet, konnte hier nicht geklärt werden. Die Autoren empfehlen, dass der Instandsetzungserfolg anhand von aufgezeichneten Korrosionsströmen, Polarisationswiderständen und Ruhepotentialen beurteilt werden sollte und nicht mit einem austrocknungsbedingten Anstieg der Elektrolytwiderstände.

Dank

Gefördert durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG) – 388850785.

Literatur

- [1] Deutsches Institut für Bautechnik (2021) *Technische Regel Instandhaltung von Betonbauwerken*. Berlin.
- [2] Breit, W.; Dauberschmidt, C. (2020) *Investigation on the effectiveness of the repair method 8.3 "Corrosion protection by increasing electrical resistivity" in chloride-containing concrete Part 1: Overview and recognition of Prof. Raupach's contribution*. Materials and Corrosion 71, No. 5, pp. 696–706. <https://doi.org/10.1002/maco.202011539>
- [3] Becker, F.; Dauberschmidt, C. (2020) *Investigation on the effectiveness of the repair method 8.3 "Corrosion protection by increasing the electrical resistivity" in chloride-containing concrete Part 3: The influence on corrosion of chloride-contaminated concretes under protective coatings*. Materials and Corrosion 71, No. 5, pp. 716–725. <https://doi.org/10.1002/maco.202011543>
- [4] Hornbostel, K. et al. (2017) *Limitations of the use of concrete bulk resistivity as an indicator for the rate of chloride-induced macro-cell corrosion*. Structural Concrete 18, No. 2, pp. 326–333. <https://doi.org/10.1002/suco.201500141>
- [5] Wunderle-Beck, J. et al. (2022) *Korrosionsmonitoring zum Wirksamkeitsnachweis des Instandsetzungsverfahrens 8.3 (W-CI)*. Beton- und Stahlbetonbau 117, H. 12, S. 976–984. <https://doi.org/10.1002/best.202200081>
- [6] Mayer, T. F. et al. (2020) *Das Instandsetzungsprinzip W-CI*. Bautechnik 97, H. 1, S. 2–10. <https://doi.org/10.1002/bate.201900083>
- [7] Hiemer, F. et al. (2018) *Chloride induced reinforcement corrosion in cracked and coated concrete: From experimental studies to time-dependent numerical modeling*. Materials and Corrosion 69, No. 11, pp. 1526–1538. <https://doi.org/10.1002/maco.201810148>
- [8] Keßler, S.; Hiemer, F.; Gehlen, C. (2017) *Einfluss einer Betonbeschichtung auf die Mechanismen der Bewehrungskorrosion in gerissenem Stahlbeton*. Beton- und Stahlbetonbau 112, H. 4, S. 198–206. <https://doi.org/10.1002/best.201700002>
- [9] Zausinger, C. et al. (2023) *Carbon steel electrodes within chloride induced reinforcement corrosion in cracked concrete: Approximation to deterministic system response*. Materials and Corrosion. <https://doi.org/10.1002/maco.202314008>
- [10] Osterminski, K.; Zausinger, C.; Gehlen, C. (2022) *Chloridumverteilung in gerissenen und mit Prinzip 8.3 (W-CI) instand gesetzten Stahlbetonbauteilen*. Beton- und Stahlbetonbau 117, H. 12, S. 968–975. <https://doi.org/10.1002/best.202200080>
- [11] Zausinger, C.; Osterminski, K.; Gehlen, C. (2022) *Transient and gradient analyses of depolarization criteria. Valuable tools in chloride-induced rebar corrosion monitoring*. Materials and Corrosion 73, No. 6, pp. 932–939. <https://doi.org/10.1002/maco.202112839>
- [12] Fraundorfer, A.; Dauberschmidt, C. (2022) *Korrosionsmonitoring in ungerissenem Stahlbeton in der Schädigungsphase – neue Forschungserkenntnisse*. Beton- und Stahlbetonbau 117, H. 12, S. 956–967. <https://doi.org/10.1002/best.202200084>
- [13] Beck, M. et al. (2012) *Deterioration model and input parameters for reinforcement corrosion*. Structural Concrete 13, No. 3, pp. 145–155. <https://doi.org/10.1002/suco.201200004>
- [14] Andrade, C.; Alonso, C. (2004) *Test methods for on-site corrosion rate measurement of steel reinforcement in concrete by means of the polarization resistance method*. Materials and Structures 37, No. 9, pp. 623–643. <https://doi.org/10.1007/BF02483292>
- [15] Angst, U. M. et al. (2019) *The effect of the steel – concrete interface on chloride-induced corrosion initiation in concrete: a critical review by RILEM TC 262-SCI*. Materials and Structures 52, No. 4. <https://doi.org/10.1617/s11527-019-1387-0>
- [16] Harnisch, J.; Raupach, M. (2011) *Untersuchungen zum kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt unter Berücksichtigung der Kontaktzone zwischen Stahl und Beton*. Beton- und Stahlbetonbau 106, H. 5, S. 299–307. <https://doi.org/10.1002/best.201100008>
- [17] Warkus, J.; Raupach, M. (2010) *Modelling of reinforcement corrosion - geometrical effects on macrocell corrosion*. Materials and Corrosion 61, No. 6, pp. 494–504. <https://doi.org/10.1002/maco.200905437>
- [18] Osterminski, K.; Schießl, P. (2012) *Design model for reinforcement corrosion*. Structural Concrete 13, No. 3, pp. 156–165. <https://doi.org/10.1002/suco.201200003>
- [19] Raupach, M. (1992) *Zur chloridinduzierten Makroelementkorrosion von Stahl in Beton* [Dissertation]. RWTH Aachen.
- [20] Wagner, C.; Traud, W. E. (1938) *Über die Deutung von Korrosionsvorgängen durch Überlagerung von elektrochemischen Teilvorgängen und über die Potentialbildung an Mischelektroden*. Zeitschrift für Elektrochemie und angewandte physikalische Chemie, H. 44, S. 391–454.
- [21] Stern, M.; Weisert, E. D. (1959) *Experimental observations on the relation between polarization resistance and corrosion rate*. Proceedings of the American Society for Testing and Materials, No. 59, pp. 1280–1290.
- [22] Stern, M.; Geary, A. L. (1957) *Electrochemical Polarization*. Journal of The Electrochemical Society 104, No. 1, pp. 56. <https://doi.org/10.1149/1.2428496>
- [23] Zausinger, C. (2023) *Depolarization time constants – quantifying active rebar corrosion surface area*. DRMS, Porto.
- [24] Neff, D. et al. (2011) *Morphology of corrosion products of steel in concrete under macro-cell and self-corrosion conditions*. Materials and Corrosion 62, No. 9, pp. 861–871. <https://doi.org/10.1002/maco.201005861>
- [25] Schnell, J.; Raupach, M. (2015) *Kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt – Positionspapier des DAfStb zum aktuellen Stand der Technik*. DAfStb-Positionspapier.
- [26] Breit, W. (1997) *Untersuchungen zum kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt für Stahl in Beton* [Dissertation]. RWTH Aachen.

Autor:innen



Christoph Zausinger, M.Sc.
(Korrespondenzautor:in)
christoph.zausinger@tum.de
Technische Universität München
Lehrstuhl Werkstoffe und Werkstoffprüfung
im Bauwesen
Franz-Langinger-Straße 10
81245 München



Prof. Dr.-Ing. Prof. h.c. Christoph Gehlen
gehlen@tum.de
Technische Universität München
Lehrstuhl Werkstoffe und Werkstoffprüfung
im Bauwesen
Franz-Langinger-Straße 10
81245 München



PD Dr.-Ing. habil. Kai Osterminski
kai.osterminski@tum.de
Technische Universität München
Lehrstuhl Werkstoffe und Werkstoffprüfung
im Bauwesen
Franz-Langinger-Straße 10
81245 München

Zitieren Sie diesen Beitrag

Zausinger, C.; Osterminski, K.; Gehlen, C. (2023) *Grenzen des Korrosionsmonitorings zum Wirksamkeitsnachweis des Instandsetzungsprinzips 8.3 (W-Cl)*. Beton- und Stahlbetonbau. <https://doi.org/10.1002/best.202300083>

Dieser Aufsatz wurde in einem Peer-Review-Verfahren begutachtet.
Eingereicht: 04. Oktober 2023; angenommen: 20. November 2023.

4. Numerische Analyse der Depolarisation korrosionsaktiver Bewehrung

4.1 Zeitkonstanten der synchronen Depolarisation

Zahlreiche Monitoringmethoden zur Überwachung der Korrosionsaktivität realer Stahlbetonbauteile basieren auf der Analyse des Korrosionsstroms, des Korrosionspotentials, der Ruhepotentiale, der Treibspannung und der Systemwiderstände. Der Zusammenhang dieser Parameter wurde eingangs in Abb. 6 dargestellt. Die folgende Studie demonstriert einen Ansatz, der auf diesen Parametern aufbaut, wobei besonderes Augenmerk auf die Entwicklung der freien Korrosionspotentiale gelegt wird. Im kurzgeschlossenen System ist die Korrosion aktiv, kann aber in diesem Zustand nicht weiter analysiert werden. Wird dieser Kurzschluss allerdings aufgehoben, fällt ein Teil der Spannung im Elektrolyten ab (IR-Drop) und die beiden beteiligten Stahl-Elektroden depolarisieren synchron und maßgebend hin zu ihrem Ruhepotential E_0 . Hier wurde die Depolarisation vorerst nur für 30 Sekunden verfolgt. Mit einer Messfrequenz von mindestens 100 Hz und einer Genauigkeit von 0,1 mV ist es möglich, diese synchrone Depolarisation in drei Teilabschnitte zu differenzieren. Eine Gradientenanalyse der Messkurven, sprich die Anwendung eines Steigungskriteriums, ermöglicht dann, die transiente Depolarisation zu extrahieren. Der Begriff Depolarisation ist hier etwas irreführend, da infolge des offenen Kurzschlusses der kapazitativ wirkende Teil C der „Randles-Cell“ aufgeladen und nicht entladen wird. Auf Grundlage einer „Randles-Cell“ als Ersatzschaltbild können der Kurvenverlauf der transienten Depolarisation numerisch abgeglichen und Korrosionsparameter wie zum Beispiel die Zeitkonstante des RC-Glieds berechnet werden. Die Zeitkonstante entspricht dem Produkt aus Polarisationswiderstand und Kapazität, ist ein Maß in Sekunden und impliziert die für die Depolarisation notwendige Dauer. Kleine Zeitkonstanten entsprechen einer starken Krümmung der Depolarisationskurve und damit einer schnell ablaufenden Depolarisation und umgekehrt. Beobachtet man nun den zeitlichen Verlauf der Zeitkonstanten im Laufe des Korrosionsmonitoring, sieht man, dass dieser Parameter unmittelbar auf die variablen Umgebungsbedingungen wie die Chloridexposition reagiert. Eine langsam ablaufende oder vor allem eine im zeitlichen Verlauf des mehrmonatigen Monitorings sich verlangsamende Depolarisation kann demnach als Merkmal zum Instandsetzungserfolg verstanden werden. Eine schnell ablaufende Depolarisation ist demgegenüber ein Zeichen für sehr günstige Korrosionsvoraussetzungen. Auf dieser Grundlage ist die Implementierung der Depolarisations-Zeitkonstanten im Korrosionsmonitoring nachvollziehbar und wird in Kapitel 4.2 weiter ausgebaut.

Transient and gradient analyses of depolarization criteria. Valuable tools in chloride-induced rebar corrosion monitoring

Christoph Zausinger  | Kai Osterminski | Christoph Gehlen

Department of Materials Engineering, Centre for Building Materials, Chair of Materials Science and Testing, School of Engineering and Design, Technical University of Munich, Munich, Germany

Correspondence

Christoph Zausinger, Department of Materials Engineering, Centre for Building Materials, Chair of Materials Science and Testing, School of Engineering and Design, Technical University Munich, Munich 80333, Germany.
Email: christoph.zausinger@tum.de

Funding information

Bundesministerium für Wirtschaft und Energie, Grant/Award Number: 03TNH025B

Abstract

The aim of this study is to elucidate suitable methods of corrosion monitoring for chloride-induced rebar corrosion in cracked concrete. Depolarization gradients and transients provide evidence for the electrode kinetics at the steel–concrete interface and the geometry of the macrocell. In the present study, a set of cracked, short-term chloride-exposed, reinforced concrete specimens is investigated in terms of their corrosion activity. Primarily, the depolarization behavior was observed by short-term high-frequency measurements, allowing for cost-effective measurement campaigns and robust results. All measurement intervals are split apart via a gradient analysis to enable a congruent, numerical transient analysis. Since the geometry of macrocells in rebar corrosion follows the model of a series of ohmic resistances with a parallel connection of a diffusion-controlled capacitor and an ohmic resistance, the transient of each depolarization curve with unit time in seconds provides evidence for the present electrode kinetics and macrocell geometry. According to the time, which is consumed until a certain state of depolarization is reached, transient modeling can be used to predict corrosion activity as a function of chloride ingress.

KEYWORDS

chloride-induced corrosion, cracked concrete, depolarization, transient analysis

1 | INTRODUCTION

1.1 | State of knowledge

For many decades, massive construction has relied on the application of reinforced concrete as a composite material. As long as the alkalinity of the concrete pore solution exists, the present reinforcement is protected against corrosion. However, once the alkalinity is lost via, for example, chloride ingress along cracks, corrosion can set in, causing latent, local loss of rebar cross section, and

results in a significantly shortened service life. Hence, monitoring of rebar corrosion is becoming increasingly important, and adaptable methods to quantify the ongoing corrosion are key factors.

Numerical analysis of polarization behavior of rebar corrosion in concrete is known to be one of the most important approaches to predict corrosion activity.^[1,2] Numerical studies have been performed on alternating cell geometries and electrode surface ratios,^[3] temperature dependencies,^[4] and cracked concrete.^[5,6] Transient analysis of open circuit potentials has been reported by Issacs and

This is an open access article under the terms of the Creative Commons Attribution License, which permits use, distribution and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

© 2022 The Authors. *Materials and Corrosion* published by Wiley-VCH GmbH.

Cho,^[7] and transient analysis of potential and current decay constants has been conducted by Birbilis and Holloway.^[8,9] Most of the studies on corrosion monitoring have the clear goal of quantifying the true loss of cross section due to galvanic loss of mass. Even though many studies yielded a reliable threshold value for a current density of $1 \mu\text{A cm}^{-2}$,^[10] the method of quantification of the effective surface area is still highly debated. This uncertainty is still a major issue in corrosion quantification and in the assessment of the effectivity of several repair methods.^[11] The present study could possibly provide a valuable concept to quantify the effective surface.

A concept of corrosion monitoring needs applicability in real reinforced concrete structures as well as reliable and reproducible methods to determine the corrosion activity at any given time. Once the three-electrode corrosion sensor is installed like in studies of,^[12] whether on-site or in the laboratory, the combined measurement of corrosion current and transient analysis of depolarization curves yields such a desired concept. The detection of potential transition from closed to open circuit potential provides plenty of valuable information. This information allows a much better understanding of the macrocell surface and the evolution of the macrocell surface at the time of observation. The exact specimen setup and the formulas that are used for the numerical analysis in the present study are discussed in the following sections.

1.2 | Physical background

In terms of control technology, corrosion of steel in reinforced concrete can be considered as a rather simple equivalent circuit diagram like the Randles circuit (compare Figure 1).^[13]

The design of this equivalent circuit diagram neglects intentionally the diffusion-controlling features. More complex features like Warburg elements are viable but expedient in this case. As the goal of this study is to elucidate the relationship between surface kinetics and depolarization time constants, a closer look at the influence of diffusion within the galvanic cell is the topic of future research.

Here, the ohmic, electrolytic resistance (R_E) is solely in series with a parallel connection of two double-layer capacitors ($C_{DL,A}$, $C_{DL,C}$) and two ohmic charge-transfer resistances ($R_{CT,A}$ and $R_{CT,C}$). The indices A and C describe the affiliation of each to either the anode or the cathode. As long as the switch is closed, macrocell corrosion is active and both capacitors are carrying charges, according to the maximum redox driving potential ΔE . Moreover, the capacity of each double-layer capacitor correlates directly to the present electrode surface. Due to

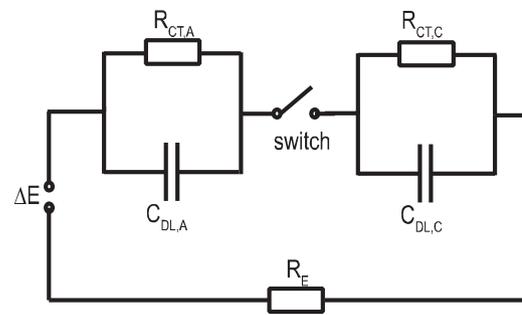


FIGURE 1 Equivalent circuit diagram of the present macrocell with a switchable state from open to closed circuit and vice versa

changes in environmental conditions, the active surface can change over time and needs to be determined, to enable quantitative corrosion monitoring.

As soon as the circuit is opened, current flow immediately stops abruptly, a part of the driving potential drops (IR -drop) on the electrolytic resistance (R_E) according to the present ionic conductivity of the concrete, and finally, the remaining cathodic and anodic potentials increase and decrease, respectively. As charge can no longer transfer along the capacitors, both capacitors charge exponentially with time (Equations (1) and (2)).

$$E_{t,A} = E_{\text{corr},A} \cdot e^{-\left(\frac{1}{RC_A}\right) \cdot t} + E_{t30,A}, \quad (1)$$

$$E_{t,C} = E_{\text{corr},C} \cdot \left(1 - e^{-\left(\frac{1}{RC_C}\right) \cdot t}\right) + E_{t30,C}. \quad (2)$$

The exponential charge with time can be analyzed numerically by fitting the depolarization curves of both electrodes. As the starting potential $E_{\text{corr},j}$, depolarization time t , and customized final potential $E_{t30,j}$ (with $j = \{A;C\}$) were measured, the transients RC_A and RC_C are the only remaining variables. This variable RC_j provides an indication of electrode kinetics in terms of the charge-transfer resistance indicated by R as well as the relative change of capacity indicated by C . As R and C will not be treated individually, the variable will be depicted as RC . If, for example, the anodic surface area increases equivalently to the anodic capacitance with, for example, increasing chloride ingress, the anodic transient will decrease. If the cathodic surface area increases equivalently to the cathodic capacitance, for example, with increasing supplementation of oxygen and water, the cathodic transient will decrease. Thus, the RC transient of each electrode is a measure in seconds of corrosion favoring or limiting environments, whereby the active electrode surface is implemented.

TABLE 1 Concrete composition, reinforcement, and crack details

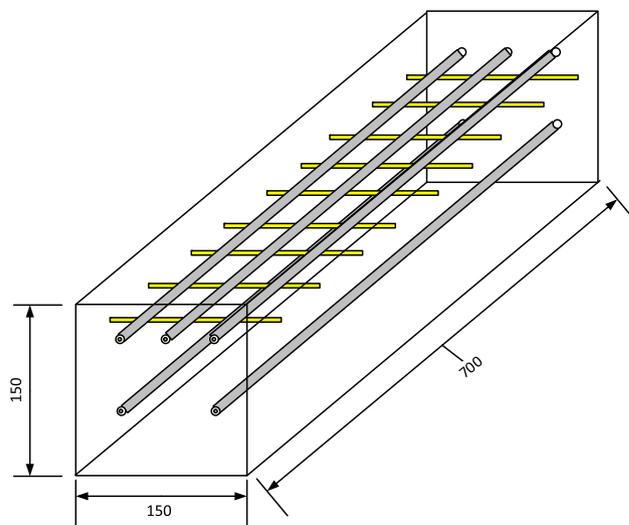
Category	Parameter
Cement type	CEM I 42,5 R
Grading curve	A/B 8
w/b	0.55
Cement ratio	350 kg m ⁻³
Concrete cover anode	35 mm
Concrete cover cathode	40 mm
Steel rebar	10 mm Ø, B500B
Glass fiber rebar	Schöck-Combar® 8 mm Ø
Crack	Transverse, parallel to rebar, width 0.3 mm

**FIGURE 2** Cross section of the reinforced concrete specimen with four cathodic steel rebars and one anodic steel rebar in the upper center of the crack

2 | METHODS

A set of 12 reinforced, short-term chloride-exposed, cracked concrete specimens was used to enable investigations on corrosion mechanisms in analogy to real, frequented reinforced concrete structures. In the present study, the assessment focuses on electrochemical parameters and their correlation during and after chloride penetration.

The electrical contact and accurate positioning of the investigated steel rebar were ensured within metric formworks. To complete the three-electrode setup, a MnO₂-reference electrode was positioned in the center of the specimen below the anodic rebar before concreting. On the one hand, the previously defined position of each reference electrode accepts the distance to a probably

**FIGURE 3** 3D-sketch of the reinforced concrete specimens with dimensions in millimeters. Five reinforcement steel electrodes and nine glass fiber rebars [Color figure can be viewed at [wileyonlinelibrary.com](https://onlinelibrary.wiley.com/doi/10.1002/maco.202112839)]

distanced formation of an anode, but on the other hand, a very little IR-Drop between the anode and the reference electrode is ensured.

A summary of the characteristics of the investigated reinforced concrete specimens is shown in Table 1.

In this study, the water to binder ratio was set very high, as most of the real reinforced concrete structures with corrosion activity have high porosity. The porosity, including inhomogeneity at the steel–concrete interface, is one of the most important factors in corrosion mechanisms.^[14]

After 28 days of posttreatment with a regularly wetted concrete surface, the specimens were stored at 65% rel. hum. and 20°C. The transverse crack was initiated by a symmetric reduction of cross section along the desired crack position, and the orthogonally oriented glass fiber rebar ensured crack fixation (compare Figures 2 and 3). Perpendicular to the reduction edges, a compressive pressure was applied until the crack formation reached the desired width of 0.3 mm. As soon as crack formation was complete, the specimens were sealed circumferentially using an aluminum laminated butyl rubber tape. The anodic steel bar was centered in the crack and two pairs of identical steel, serving as the cathode, were laterally arranged at distances of 35 and 74 mm, respectively.

The electrical contact of each rebar electrode occurred outside of the sample at the front welded noble steel pins (compare Figure 2).

With the first contamination of a 1.5% chloride solution in the crack, corrosion was initiated, and the corrosion current as well as the corrosion potential were

logged each hour. The current was measured between the working electrode and the counter electrode; the potential was measured against the reference electrode. The reference factory settings were calibrated with 250 mV versus Ag/AgCl. The duration of chloride contamination lasted 3 months, and was followed by 3 months of post-contamination observation. Additionally, a depolarization measurement with a set of two Gamry Interface 1000 (input resistor $>10^{12} \Omega$) at 100 Hz for 30 s was performed every month to gain better insight into the electrochemical processes occurring at the steel–concrete interface. The depolarization measurement was performed synchronously at both the working and counter electrodes; both the working and counter electrodes shared the same reference electrode arising from the three-electrode setup described above. For the first 2–3 s of measurement, the circuit was kept closed, and then the circuit was opened manually and the depolarizing potential was measured for the remaining time of about 28 s. Thus, the observation and analysis of the closed circuit potential, the IR-drop, and the transient open circuit potential can be performed in a simple manner, but very precisely.

3 | RESULTS AND DISCUSSIONS

3.1 | Discretization of depolarization curves

For the sake of clarity, the gradient analysis will be described only for the anodic depolarization curves. Except

for switched signs, the cathode analysis follows the same criteria.

As mentioned earlier, each depolarization curve consists out of three measurement intervals (compare Figure 4):

- Closed circuit potential
- IR-drop
- Transient open circuit potential

The corrosion potential is a straightforward measure, whereas the IR-drop and transient depolarization must be specified numerically. A gradient analysis of the time interval including the IR-drop allows for an extraction of the potential drop by a numerical tool (compare Figure 5).

As the derivation of the measured, anodic potential-time function shows a sharp negative parable around the IR-drop, a customized criterion needs to be defined, for which the derivation dE/dt in Vs^{-1} can be exclusively assigned to the IR-drop. As soon as the criterion (here -0.03 Vs^{-1}) is validated graphically, the integration of the dE/dt curve gives the appropriate value of IR-drop due to potential loss in the electrolyte (Equation 3).

$$E_{\text{IR,A}} = \int_0^t \frac{dE}{dt} dt \text{ for } \frac{dE}{dt} < -0.03 \text{ Vs}^{-1} \quad (3)$$

$$E_{\text{IR,C}} = \int_0^t \frac{dE}{dt} dt \text{ for } > 0.03 \text{ Vs}^{-1} \quad (4)$$

The IR-drop was determined at low values between 5 and 15 mV on the cathodic site and between 5 and 55 mV on the anodic site, which confirmed the measurement setup described at the beginning of this article.

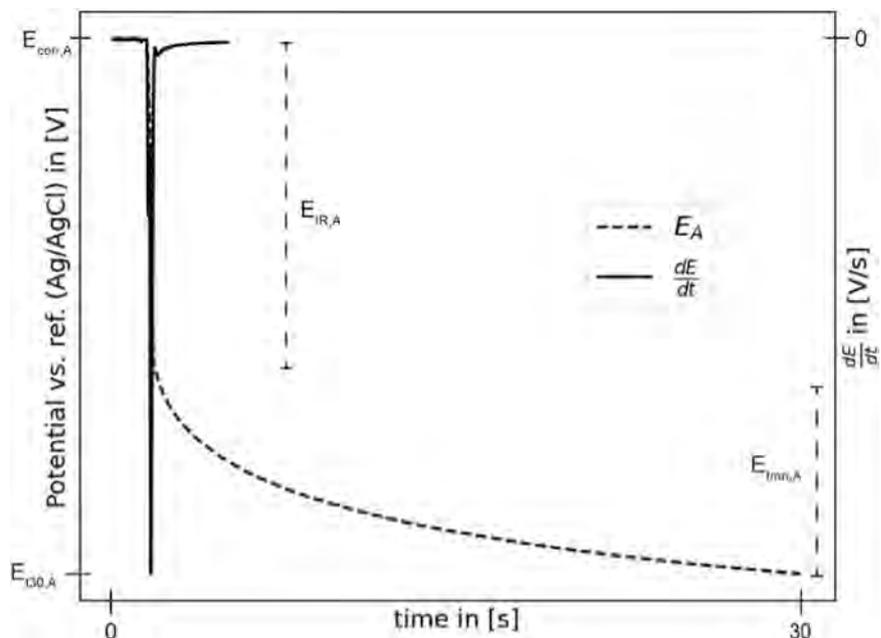


FIGURE 4 Discretization of depolarization intervals into corrosion potential $E_{\text{corr,A}}$, IR-drop $E_{\text{IR,A}}$, and transient potential $E_{\text{tran,A}}$

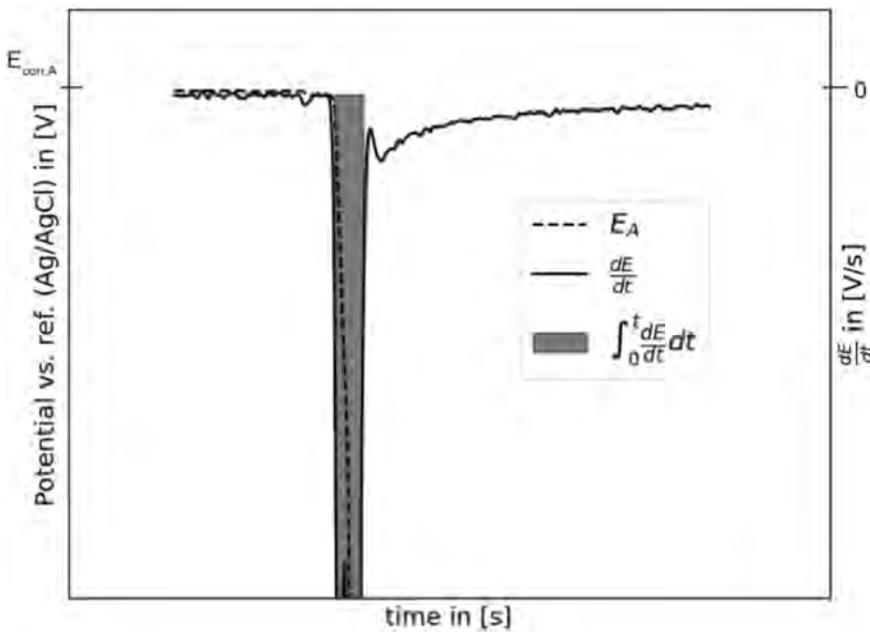


FIGURE 5 Enlarged section of the gradient analysis at the beginning of the IR-drop. The shaded area corresponds to the value of the potential that is lost in the electrolyte

The product of potential loss in the electrolyte between both electrodes and the measured cell current yields the electrolytic resistance. According to Ostermiski,^[15,16] the remaining two system resistances $R_{CT,A}$ and $R_{CT,C}$ can then be calculated as well:

$$R_E = \frac{E_{IR}}{I_{corr}}, \quad (5)$$

$$R_{CT,A} = \frac{E_{corr,A} - E_{t30,A} - E_{IR,A}}{I_{corr}}, \quad (6)$$

$$R_{CT,C} = \frac{E_{t30,C} - E_{corr,C} - E_{IR,C}}{I_{corr}}. \quad (7)$$

Here, $E_{t30,A}$ and $E_{t30,C}$ are the “resting potentials” of each electrode after 30 s, which can be extrapolated by the depolarization transient for a large depolarization time instead of the measured 30 s (compare Equations (1) and (2)).

The values of $E_{corr,A}$ and $E_{IR,A}$, as well as $E_{corr,C}$ and $E_{IR,C}$ are now numerically extrapolated data from the depolarization curves and subjectable to the transient analysis following Equations (1) and (2).

3.2 | System response to chloride ingress

Figures 6 and 7 show the development of the regularly logged corrosion current and corrosion potential. The system response of increasing cell currents and decreasing corrosion potentials is not only valid for the general period of chloride contamination (compare Figure 7); moreover, it yields a very sharp response onto the weekly repetition of chloride solution penetration (compare Figure 6).

The precise and quasi-spontaneous system response to chloride penetration demonstrates the significantly shortened time needed for corrosion initiation in contrast to uncracked concrete.^[17–21]

3.3 | Transient analysis

In Figure 8, the development of the transient depolarization time constants RC_A and RC_C is shown. As mentioned earlier, the time constants provide a quantitative measure of electrode kinetics. Due to the incorporation of double layer capacity, the active electrode surface is implemented within these time constants as well. Time constant values indirectly depend on the charge-transfer kinetics and electrode surface accessibility. Analogously to the corrosion current and the corrosion potential, the time constants RC_A and RC_C are directly linked to the duration of chloride exposure. With values ranging from 20 to 40 s, the cathodic time constant is always higher than the anodic time constant with values from 7 to 20 s. This also indicates that in this case, the cathodic depolarization process is always more inert as more time is needed to reach a theoretical depolarized state. This is even more confirmed as the cathodic time constant increases with the end of chloride exposure as the concrete dries out and the water content needed for sufficient cathodic reaction decreases. The mean and standard deviation of both time constants significantly decrease with the onset of chloride exposure. As Equations (1) and (2) rely on ideal electric circuits, it is confirmed that the standard deviation decreases with increasing cell current.

The obtained absolute values of 7–40 s are in very good agreement with the values of Glass et al.^[9], which vary from

FIGURE 6 Development of a single, representative specimen. Precise system response onto the weekly driven chloride exposure

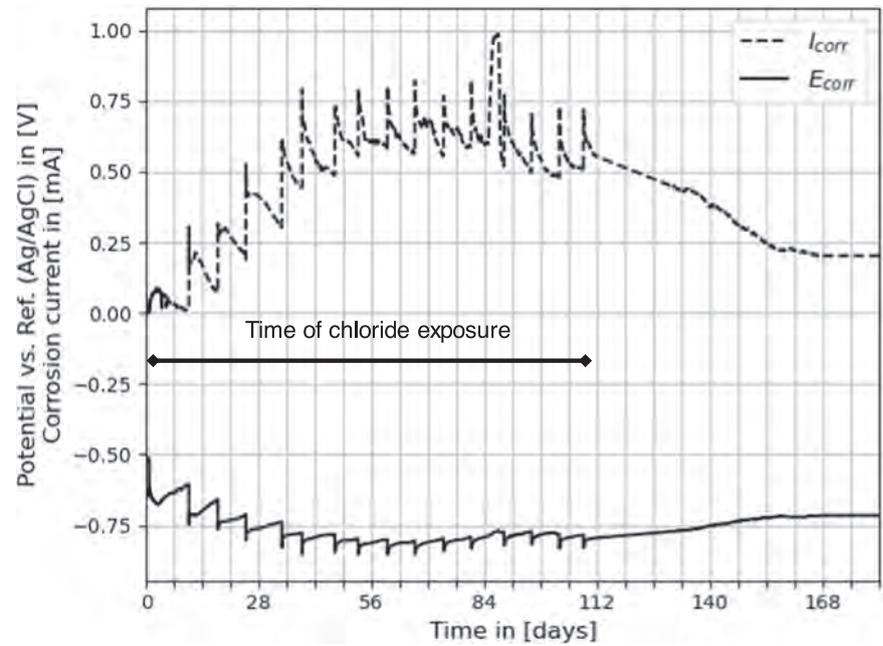
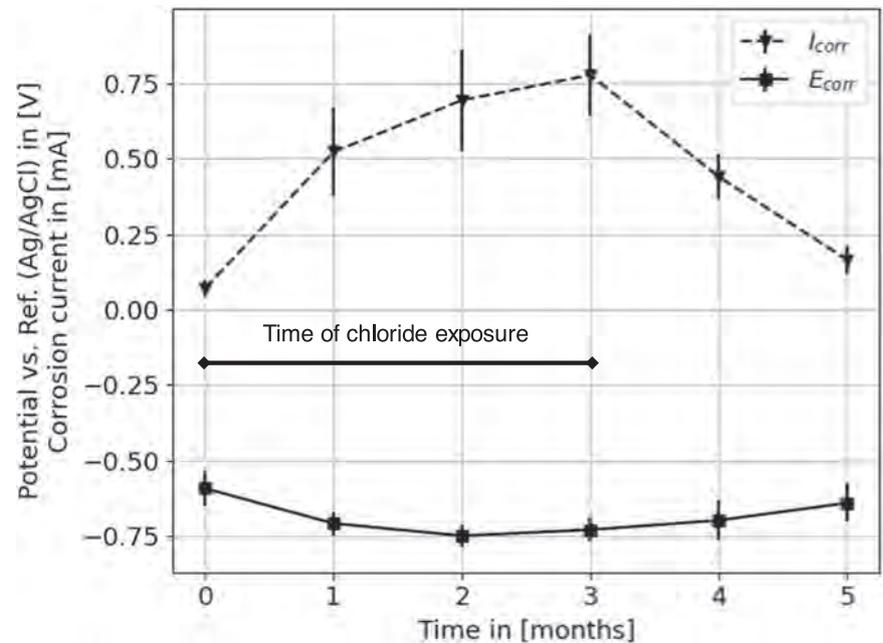


FIGURE 7 Development of the averaged corrosion current and corrosion potential during and after chloride exposure



7 to 65 s with active to negligible corrosion activity. Even though their equations rely on current density modeling and a different, varying specimen setup, transient modeling appears to converge on certain kinetic values regardless of the specimen and the experimental setup. Therefore, clearly, further studies of quantification of on-site depolarization transients are required.

The time constant RC , which is discussed above, consists of the product of charge-transfer resistance R_{CT} and the as yet unknown double-layer capacitance C_{DL} . At first glance, C_{DL} could easily be calculated from the quotient of time constant and polarization resistance. But

as diffusion-controlled processes and the complex impact of microcell corrosion set in, once the current circuit is opened, the extrapolation of C_{DL} and the implicated electrode surface need further investigations.

Furthermore, the present double layer in cracked, reinforced concrete is not just partially disordered; its geometry has complex, three-dimensional structures, and the correlation of capacitance and surface is not linear when the capacitor is not coplanar.

As a consequence, the given capacitor needs to be replaced with a Warburg element to enable the quantification of diffusion-controlled processes within the

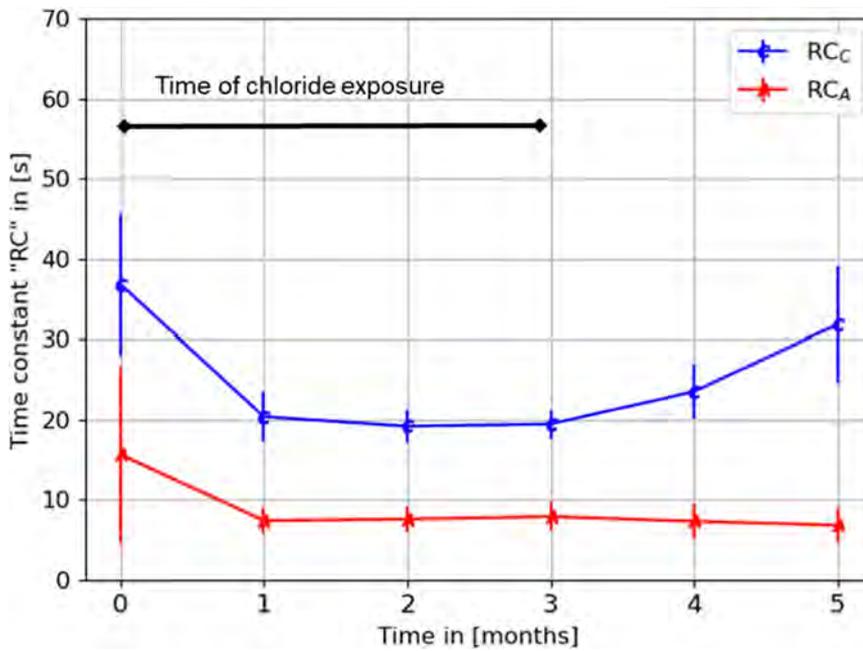


FIGURE 8 Transient depolarization time constants RC_A and RC_C during and after chloride exposure [Color figure can be viewed at wileyonlinelibrary.com]

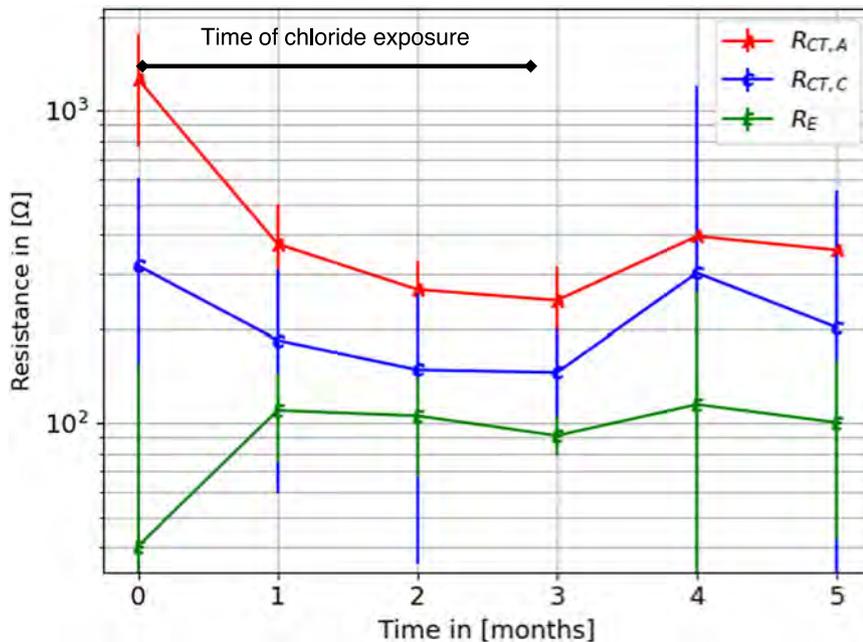


FIGURE 9 System resistances $R_{CT,A}$, $R_{CT,C}$, and R_E during and after chloride exposure [Color figure can be viewed at wileyonlinelibrary.com]

double layer.^[22,23] A viable way to establish the proportional influence of diffusion on the depolarization criteria would be to establish a rather similar specimen setup, but with parametric variation of diffusion-controlling conditions during pre- and posttreatment.

As shown in Figure 9, the monitoring parameters polarization and electrolytic resistances proceed in reasonable accordance to chloride exposure, even though they are not measured but mathematically extrapolated from the measurement of 30 s depolarization. All three parameters appear to have rather small values in comparison to other studies of polarization resistances and need to be subjected

to further and thus redundant investigations by linear polarization resistance measurements.^[24,25]

4 | CONCLUSIONS

The present article deals with the results of a German research project exploring the measurability of chloride-induced corrosion mechanisms in cracked reinforced concrete. Here, high-frequency depolarization measurements were carried out and numerically analyzed based on the approaches reported by Glass et al.^[9]

The following findings were obtained:

- The combination of gradient and transient analyses serves as a valuable, commonly adaptable, and time-saving tool for corrosion monitoring. As the database of depolarization transient time constants for experimental and on-site structures grows in the future, this measure can support building preservation with respect to corrosion activity.
- Corrosion current and corrosion potentials show sensitivity to chloride exposure in cracked reinforced concrete beams. This sensitivity is reflected in the results of the aforementioned numerically derived parameters.
- The limitations of the presented method were discussed. In particular, the lack of implementation of diffusion-controlling features should be investigated in further research.

In future studies, electrochemical investigations focused on transverse cracks initiated by bending and separation will be carried out. In particular, the focus will be on linear polarization resistances and specific electrolytic resistance.

ACKNOWLEDGMENTS

This study was supported by the Federal Ministry for Economic Affairs and Energy and sponsored by Projektträger Jülich (PtJ). Open Access funding enabled and organized by Projekt DEAL.

CONFLICT OF INTEREST

The authors declare that there are no conflict of interest.

AUTHOR CONTRIBUTIONS

Christoph Zausinger was involved in conceptualization of this study, investigations, and writing of the paper. The original draft and project management has been driven by Christoph Gehlen. Kai Osterminski was involved in review and editing of the paper.

DATA AVAILABILITY STATEMENT

The data that support the findings of this study are available from the corresponding author upon reasonable request.

ORCID

Christoph Zausinger  <https://orcid.org/0000-0001-7254-4136>

REFERENCES

- [1] M. Brem, *Ph.D. Thesis*, ETH Zurich (Switzerland) **2004**.
- [2] S. Kessler, *Ph.D. Thesis*, TU Munich (Germany) **2015**.
- [3] J. Warkus, M. Raupach, *Mater. Corros.* **2010**, *61*, 494.
- [4] S. Jäggi, *Ph.D. Thesis*, ETH Zurich (Switzerland) **2001**.
- [5] F. Hiemer, D. Jakob, S. Kessler, C. Gehlen, *Mater. Corros.* **2018**, *69*, 1526.
- [6] J. Ožbolt, F. Orsanić, G. Balabanić, *Mater. Corros.* **2016**, *67*, 542.
- [7] H. S. Isaacs, J. H. Cho, *Corros. Sci.* **1993**, *35*, 97.
- [8] N. Birbilis, L. J. Holloway, *Cem. Concr. Compos.* **2007**, *29*, 330.
- [9] G. K. Glass, C. L. Page, N. R. Short, J.-Z. Zhang, *Corros. Sci.* **1997**, *39*, 1657.
- [10] C. Andrade, C. Alonso, J. Gulikers, R. Polder, R. Cigna, Ø. Vennesland, M. Salta, A. Raharininaivo, B. Elsener, *Mater. Struct.* **2004**, *37*, 623.
- [11] T.-F. Mayer, C. Dauberschmidt, B. Bruns, T. Eichler, U. Wiens, J. Mietz, C. Gehlen, G. Ebell, G. Gerhard, K. Osterminski, *Bautechnik* **2020**, *97*, 2.
- [12] F. Hiemer, F. Wich, C. Gehlen, S. Kessler, T. Mayer, *Sonderheft Messtechnik im Bauwesen*, Ernst & Sohn Special, Munich, **2018**, p. 1526.
- [13] U. Feliu, J. A. Gonzalez, S. Feliu, *J. Appl. Electrochem.* **2005**, *35*, 429.
- [14] U. M. Angst, M. R. Geiker, M. C. Alonso, R. Polder, O. Burkan Isgor, B. Elsener, H. Wong, A. Michel, K. Hornbostel, C. Gehlen, R. François, M. Sanchez, M. Criado, H. Sørensen, C. Hansson, R. Pillai, S. Mundra, J. Gulikers, M. Raupach, J. Pacheco, A. Sagüés, *Mater. Struct.* **2019**, *52*, 88.
- [15] K. Osterminski, *Ph.D. Thesis*, TU Munich (Germany) **2013**.
- [16] M. Raupach, *Zur chloridinduzierten Makroelementkorrosion von Stahl in Beton*, DAfStb-Heft 433, Berlin, **1999**.
- [17] O. Gautefall, Ø. Vennesland, *Nordic Concr. Res.* **1983**, *2*, 17.
- [18] N. S. Berke, M. P. Dallaire, M. C. Hicks, R. J. Hoopes, *Corrosion* **1993**, *49*, 934.
- [19] P. Schiessl, M. Raupach, *ACI Mater. J.* **1997**, *94*, 56.
- [20] R. François, G. Arliguie, *Mag. Concr. Res.* **1999**, *51*, 143.
- [21] T. U. Mohammed, N. Otsuk, M. Hisada, T. Shibata, *J. Mater. Civ. Eng.* **2001**, *13*, 194.
- [22] A. A. Sagüés, S. C. Kranc, E. I. Moreno, *Electrochim. Acta* **1996**, *41*, 1239.
- [23] A. A. Sagüés, S. C. Kranc, E. I. Moreno, *Corros. Sci.* **1995**, *37*, 1097.
- [24] U. M. Angst, M. Büchler, *Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting IV*, CRC Press, Boca Raton **2015**.
- [25] P. V. Nygaard, M. R. Geiker, *Mater. Corros.* **2012**, *63*, 200.

How to cite this article: C. Zausinger, K. Osterminski, C. Gehlen, *Mater. Corros.* **2022**;73:932–939.
<https://doi.org/10.1002/maco.202112839>

4.2 Korrelation der Zeitkonstante mit dem Flächenverhältnis der Stahlelektroden

Für ein belastbares Korrosionsmonitoring ist das Wissen über die Korrosionsstromdichte essentiell. Die Elektroden-Anordnung ist, sofern die Bewehrung als Elektrode kontaktiert wird, nicht konstant und eine Implementierung der tatsächlich aktiven Oberflächen zum Zeitpunkt des Strommessens obligatorisch.

Neueste Studien zur Abschätzung der anodisch wirksamen Oberfläche von z.B. van Ede et al. [88] und deren Elektrochemischer Tomographie oder von Adriman et al. [89] verfolgen derzeit einen kombinierten Ansatz aus stochastischer Eingrenzung bzw. probabilistische Konvergenz der Systemantwort und der weit verbreiteten sogenannten Potentialfeldmessung. Im Gegensatz zur etablierten Potentialfeldmessung [65], welche zur zerstörungsfreien Auffindung korrosionsaktiver Bauteilabschnitte angewandt wird, werden dabei Korrosionsströme aufgezwungen, um den korrosionsaffinen Bewehrungsabschnitt zu eindeutiger Korrosionsaktivität zu bewegen. Dieses System wurde bisher nur unter Zuhilfenahme probekörperumfassender Kathoden angewandt, was sich allerdings stark von der heterogenen kathodischen Halbzelle im Inneren der korrosionsaktiven, realen Stahlbetonbauteile unterscheidet. Gegenüber der in Kapitel 4.1 vorgestellten eigenen Methode leiden diese stochastischen Abschätzungen damit unter dem Bedarf an sehr hohem Rechenaufwand, der Notwendigkeit zu elektrochemischer Überprägung und der fehlenden Information über die Geometrie der natürlich vorliegenden galvanischen (Makro-)Zelle.

Seit einigen Jahren hat sich die Elektrochemische Impedanzspektroskopie (EIS) ebenfalls als wertvolle Untersuchungsmethode zur Beschaffenheit von Grenzflächenprozessen und Doppelschichtkapazitäten in der Korrosionsforschung von Metallen in korrosivem Milieu [90-92] und sogar an Betonstahl [93] etabliert. Die EIS entspricht einer Analyse der Frequenzabhängigkeit eines applizierten Wechselstroms und der daraus ableitbaren Impedanz einer Grenzfläche unter Voraussetzung eines plausiblen Ersatzschaltbildes (vgl. Abb. 4). In der Korrosionsforschung zielt diese Methode auf die Analyse der Beschaffenheit der Passivschicht respektive der Korrosionsneigung der untersuchten Probe ab. Besonders die möglichen Aussagen zu Doppelschichtkapazitäten legen hier eine Quantifizierung der Oberfläche schon sehr nahe. Analog zu der Erhebung von linearen Polarisationswiderständen (vgl. Abb. 6) kann allerdings auch die EIS nur in depolarisierten Korrosionssystemen, also im elektrisch entkoppelten Zustand der Stahlprobe, durchgeführt werden [94]. Damit ist ausgeschlossen, dass beide galvanischen Halbzellen Anode und Kathode gleichzeitig untersucht werden können. Besonders bei niedrig legierten, also korrosionsaffinen Stählen wie

Betonstahl kommt diese Methode aufgrund der teilweise langanhaltenden Wechselstromzyklen und daraus resultierenden Überlagerungen aus intrinsischen und applizierten Strömen an ihre Grenzen [89].

Die Arbeiten von Glass et al. [95] und Birbilis et al. [96] inspirierten die hier vorgestellte Transientenanalyse der Depolarisation, unterscheiden sich aber dahingehend deutlich, dass nicht der dem Korrosionssystem innewohnende Transient, sondern die transiente Systemantwort auf einen von außen applizierten elektrischen Impuls ausgewertet wird. Auch die differenzierte, aber trotzdem synchrone Betrachtung der beiden zusammengehörenden Elektrodenprozesse auf der Anode und auf der Kathode sind so nicht möglich.

Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass die Korrosionsstromintensität, der Polarisationswiderstand, Potentialfelder oder die transiente Systemantwort auf synthetische, galvanische Impulse als qualitatives Maß des Bauteilzustands oder ggf. des Instandsetzungserfolgs herangezogen werden können. Eine zuverlässige Aussage zur Zustandsbewertung des korrosionsaktiven Bauteils wird aber ohne Kenntnis über das Ausmaß der Oberfläche aller beteiligten Elektroden bewusst nicht deterministisch formuliert [23; 58; 97]. In anderen Ansätzen wird fataler Weise eine zu große, konservativ geschätzte korrosionsaktive Oberfläche vorausgesetzt, sodass die eigentliche Korrosionsrate z.T. gefährlich unterschätzt wird [98]: Hierbei wird meist angenommen, dass die freie Mantelfläche der instrumentierten, korrosionsaktiven Bewehrungsstäbe zur Korrosion beiträgt, obwohl die schädigende Korrosion sich auf eine viel kleinere Fläche konzentriert. Sollte die korrosionsaktive Oberfläche bei gleicher Stromintensität also sehr klein sein, tritt der standsicherheitsrelevante Querschnittsverlust der Bewehrung sehr viel früher und bisher ohne zuverlässige Vorhersage ein.

Mit Kapitel 4.1 wurde eine neue Methode vorgestellt, mit welcher die Zeitkonstante der Depolarisation als vielversprechender Parameter des Korrosionsmonitorings eingeführt wurde. Sobald die Zeitkonstante RC berechnet und der Polarisationswiderstand gemessen wird, kann die Doppelschichtkapazität und daraus die korrosionsaktive Oberfläche A abgeschätzt werden (vgl. Gl. 8-11).

$$E_{t,A} = E_t \cdot e^{-\frac{RC_A}{t}} + E_{0,A} \quad (8)$$

$$E_{t,K} = E_t \cdot (1 - e^{-\frac{RC_K}{t}}) + E_{0,K} \quad (9)$$

$$RC = R_p \cdot C_{DL} \quad (10)$$

$$C_{DL} = \varepsilon_0 \cdot \varepsilon \cdot \frac{A}{d} \quad (11)$$

$E_{t,A}$: freies Korrosionspotential der Anode zum Zeitpunkt t [V]

$E_{t,K}$: freies Korrosionspotential der Kathode zum Zeitpunkt t [V]

RC: Zeitkonstante der jeweiligen Elektrode [s]

t: Zeit [s]

R_P : Polarisationswiderstand der jeweiligen Elektrode [Ω]

C_{DL} : Doppelschichtkapazität der jeweiligen Elektrode [F]

ε_0 : Elektrische Feldkonstante $8.8542 \cdot 10^{-12}$ [F/m]

ε : Permittivität (materialspezifisch) [-]

d: Dicke der Doppelschicht der jeweiligen Elektrode [m]

A: Aktive Oberfläche der jeweiligen Elektrode [m²]

Die Kapazität C besteht dabei aus der korrosionsaktiven Oberfläche A und den bisher schwer abschätzbaren Größen der Permittivität ε von korrodierendem Betonstahl und der Dicke der Doppelschicht d [49; 50; 99].

In Kapitel 4.1 wurden nur Probekörper verwendet, die aufgrund des bewehrungsparallelen Rissverlaufs zwar für Korrosionsforschung günstig, für den Realitätsbezug zu bewehrungskreuzenden Rissen in realen Stahlbetonbauteilen aber nicht ausreichend sind.

Bezugnehmend auf die Ausgangslage aus Kapitel 1.1 soll das Korrosionsmonitoring individuell und quantitativ auf risskreuzende Bewehrung anwendbar sein. Bewehrungskreuzende Risse rufen relativ kleine, anodisch wirksame Flächen auf der Stahloberfläche hervor. Analog zu bewehrungsparallelen Rissen können diese genauso standsicherheitsgefährdend sein und müssen deshalb genauso präzise bewertet werden können. Zur Eingrenzung dieser Bewertung soll zunächst von einer eindeutig aktiven Korrosion ausgegangen werden.

Um dem Anspruch des vollständigen Realitätsbezugs, der wegen des parallelen Rissverlaufs in Kapitel 4.1 noch ausblieb, gerecht zu werden, zeigt Abbildung 7 eine Zusammenfassung der Depolarisationskurven einer korrosionsaktiven, risskreuzenden Bewehrung. Das Versuchsprogramm entspricht dem Aufbau aus Kapitel 2. Korrosionspotentiale aus dem anfänglich kurzgeschlossenen System und der IR-Drop werden dabei außen vorgelassen.

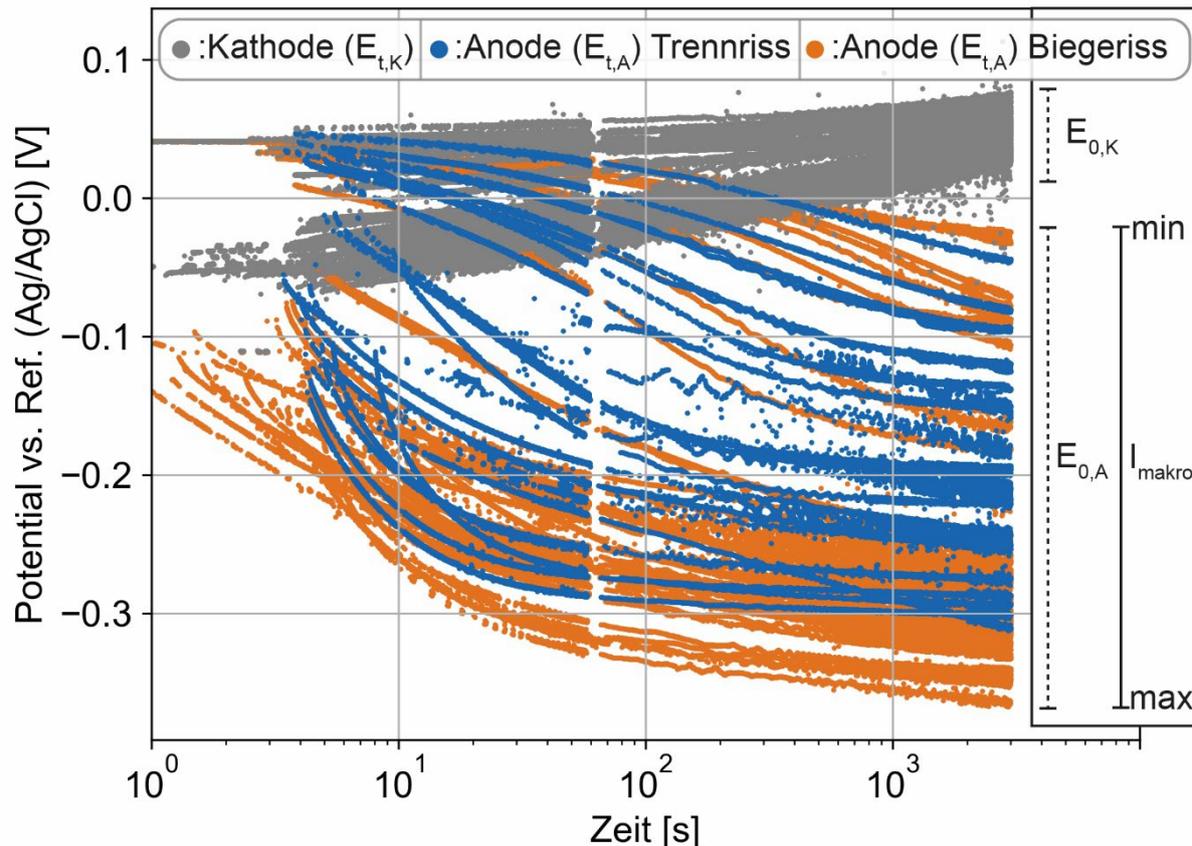


Abbildung 7: Zusammenfassung der Depolarisationsmessungen bei farblicher Unterscheidung der Rissart und der jeweiligen Elektrode: alle kathodischen Depolarisationsmessungen (grau), anodische Depolarisation im Trennriss-Szenario (blau), anodische Depolarisationsmessungen im Biegeriss-Szenario (orange). Minimale anodische Ruhepotentiale am Ende der Depolarisation wurden bei maximalem Makrozellkorrosionsstrom zu Beginn der jeweiligen Messung aufgezeichnet und umgekehrt.

Figure 7: Comprehension of depolarization curves with color differentiation of the crack type and concerned electrode: all cathodic depolarization curves (grey), anodic depolarization in transverse-crack scenario (blue), anodic depolarization in bending-crack scenario (orange). Minimal anodic resting potentials at the end of depolarization were recorded with maximum macrocell corrosion current at the beginning of the respective curve and vice versa.

Hierbei werden sowohl Biege- als auch Trennrisse untersucht und die Depolarisation wird der Korrosionsstromintensität I_{makro} gegenübergestellt: Analog zu Kapitel 2 ist die kathodische Depolarisation (grau) konstant, da sowohl die Zeitkonstante, also die Krümmung der Kurve, als auch die absoluten Ruhepotentiale $E_{0,K}$ probenübergreifend kongruent sind und nicht von der Korrosionsstromintensität abhängen. Im Rahmen der anodischen Depolarisation (bunt) sieht man, dass mit zunehmender Korrosionsstromintensität die Zeitkonstanten kleiner werden und das absolute Ruhepotential abnimmt. Weiterhin fällt auf, dass die Zeitkonstante der Depolarisation nicht von der Rissart abhängt. Bemerkenswert ist allerdings, dass sich bei

Trennrissen (blau) gegenüber Biegerissen (orange) im Laufe der Zeit deutlich häufiger eine Verlangsamung einstellt. Diese Beobachtung stimmt mit den Wirksamkeitsgrenzen zum Instandsetzungsprinzip 8.3 aus Kapitel 3.2. überein.

Die synchrone Depolarisation bietet den entscheidenden Vorteil, dass die über mehrere Monate konstant depolarisierende Kathode als Referenz für die variabel depolarisierende Anode fungiert. Die Kathode ist dabei nicht nur die elektrochemische Referenz, sondern auch Teil ein und derselben galvanischen Zelle inklusive derselben Umgebungsbedingungen sowie derselben Ausgangsmaterialien Stahl und Beton. Mit diesem Ankerpunkt ist es vorstellbar, die Unsicherheiten der Faktoren der Diffusionsprozesse aus dem „Constant Phase Element“ und die Permittivität oder Dicke der Doppelschicht zu überspringen und fortan den Fokus nur auf das Verhältnis zwischen kathodischer und anodischer Doppelschichtkapazität zu legen (vgl. Gl. 11). Vereinfacht gesagt entspricht dieses Verhältnis dann dem Flächenverhältnis aus kathodisch und anodisch wirkenden Oberflächen der Bewehrung. Genau dieser Ansatz wurde in einer Versuchsserie verfolgt, die ausschließlich bewehrungskreuzende Trennrisse betrachtete und alle Stadien der Korrosionsaktivität – Passivierung, Depassivierung und Repassivierung – durchlaufen hat. Abbildung 8 zeigt hierzu den parametrischen Zusammenhang zwischen Makrozellkorrosionsstrom, Entwicklung des Flächenverhältnisses zwischen Kathode und Anode sowie die dabei entstandenen Schadensbilder infolge der Korrosion.

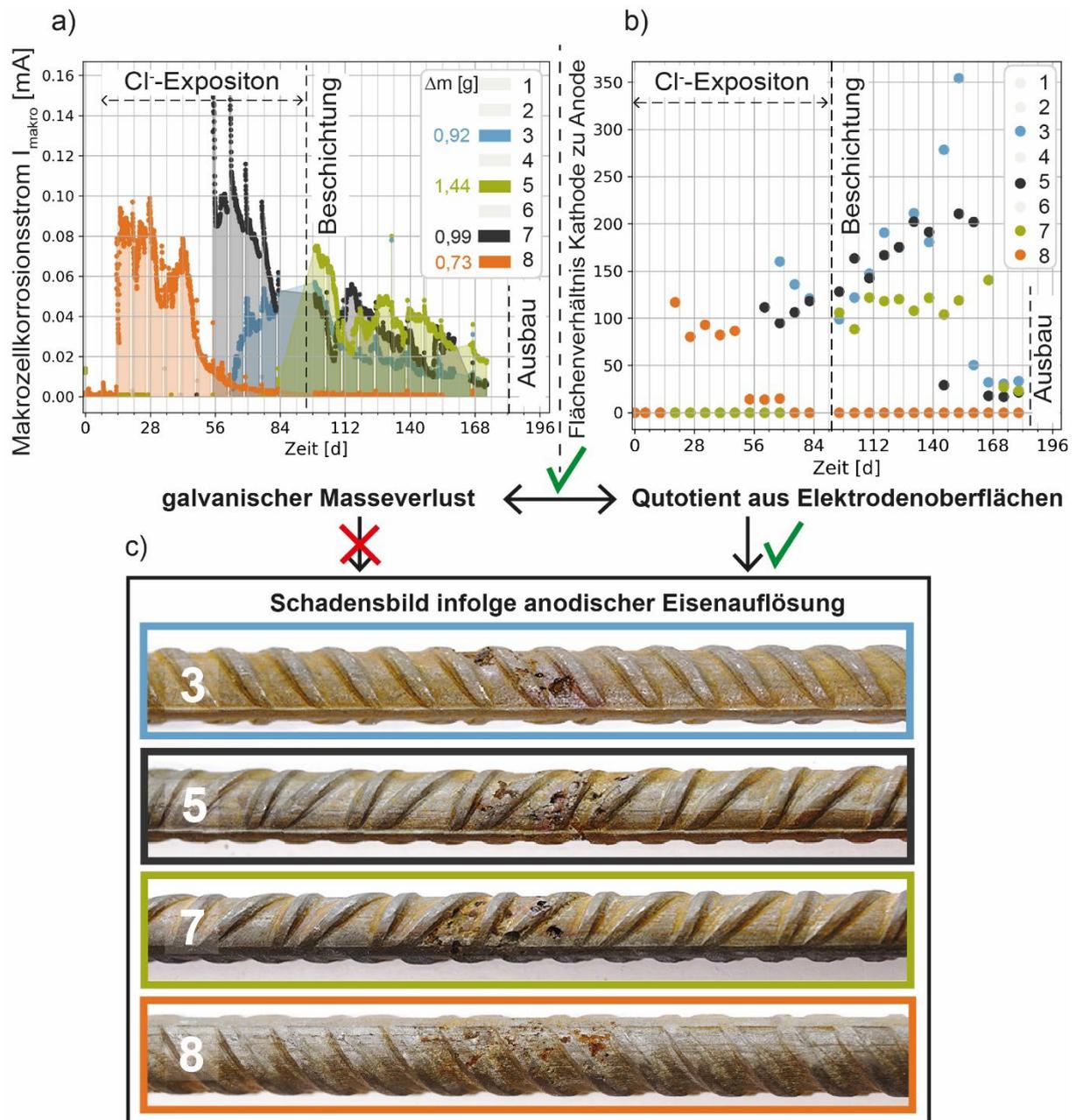


Abbildung 8: Gegenüberstellung der erhobenen Daten aus konventionellem Korrosionsmonitoring, also der Berechnung des galvanischen Masseverlusts (Δm) über die Zeit (a), mit der neuen Methode der Berechnung der Flächenverhältnisse der zur Korrosion beitragenden Elektrodenoberfläche (b). Farbliche Zuordnung der jeweiligen Stahlprobe inklusive der entstandenen Korrosionsschäden mit den Messreihen aus a) und b) (c). Die Teilabbildungen a) und c) sind modifiziert übernommen nach [100].

Figure 8: Comparison of the collected data from conventional corrosion monitoring according to the calculation of galvanic loss of mass (Δm) over time (a) with the new method of calculating the involved steel electrodes surface ratio (b). Color assignment of each steel sample including the resulting corrosion damages with the measuring series from a) and b) (c). The partial figures a) and c) are modified and adopted from [100].

Anhand der in Abb. 8 gezeigten Korrosionsströme gemäß konventionellem Korrosionsmonitoring wäre ein Rückschluss auf den tatsächlichen Querschnittsverlust nicht möglich gewesen. Denn die korrosionsaktiven Probekörper 3, 5, 7 und 8 zeigen anhand der eingefärbten Fläche über den Untersuchungszeitraum von knapp 180 Tagen einen vergleichbaren galvanischen Masseverlust Δm (Gl. 6). Die nach dem Ausbau entstandenen Bilder zu den tatsächlichen Korrosionsnarben der jeweiligen Probekörper zeigen dagegen eine andere, aber eindeutige Ausprägung der Korrosionsschäden. Während bei Probekörper 8 eher ein flächiger Abtrag und ein dementsprechend statisch weniger relevanter Querschnittsverlust zu sehen ist, zeigt Probekörper 3 nur zwei Korrosionsnarben, welche aber deutlich tiefer ausgeprägt sind und damit standsicherheitsrelevant wären. Genau diese Tendenz wird eben auch in dem Flächenverhältnis aus der Transientenanalyse abgebildet. Im Gegensatz zu Probekörper 8 zeigt Probekörper 3 hier phasenweise große Kathoden-zu-Anoden-Flächenverhältnisse (ca. 350), welche stark konzentrierte Narbenbildung bezeugen. Für die baupraktische, industrielle Nutzung stellt die erstmalige Information zum Flächenverhältnis der beteiligten Stahlelektroden einen wirtschaftlich bedeutenden Zugewinn dar. Außerdem zeigt diese neue Bemessungsmethode, warum die Wirksamkeit des hier angewandten Instandsetzungsprinzips der Beschichtung der Stahlbetonoberfläche nach kurzzeitiger Tausalzexposition nicht zweifelsfrei umsetzbar ist [68]. Obwohl die Korrosionsströme in der zweiten Hälfte des Untersuchungszeitraums, also nach der Beschichtung, weitestgehend zurückgehen, steigen die Flächenverhältnisse und damit die querschnittsrelevante Korrosion auf ein bedenkliches Niveau an. Warum diese Flächenverhältnisse dann am Ende schlagartig zurückgehen und somit ebenfalls einen Instandsetzungserfolg nahelegen, ist bisher zwar ungeklärt, aber dennoch gelingt hiermit erstmalig eine direkte Korrelation zwischen Korrosionsmonitoring und tatsächlichem Querschnittsverlust. Denn diese Narbenbilder und die zugehörigen Flächenverhältnisse sind typisch für chloridinduzierte Makrozellkorrosion [77], aber offensichtlich nicht zwangsläufig vorhanden und waren bis zu diesem Zeitpunkt zerstörungsfrei nicht zu überwachen geschweige denn nachzuweisen.

5. Zusammenfassung und Ausblick

Korrosionsmonitoring gerissener, kurzzeitig tausalzexponierter und anschließend beschichteter Stahlbetonkonstruktionen unterstützt deren Lebensdauerbemessung. Das hier entwickelte Probekörper-Design ermöglicht reproduzierbare Forschung an den Grundlagen der Korrosion von Stahl in gerissenem Stahlbeton. Die maßhaltigen, singulären Risse in der Stahlbetonkonstruktion ermöglichen dabei eine eindeutige Systemantwort auf die variablen Umgebungsbedingungen wie Tausalzexposition und anschließende Beschichtung. Die dabei gewonnenen Ergebnisse liefern einen tiefgehenden Einblick in die Mechanismen der bauteilschädigenden, chloridinduzierten Korrosion. Am wichtigsten ist dabei die Beobachtung des zeitlichen Verlaufs der Parameter wie Korrosionsstrom, Potentiale und Widerstände. Damit kann die Wirksamkeit des hier untersuchten Instandsetzungsprinzips – das Beschichten der Stahlbetonoberfläche nach abgeschlossener Rissbildung – präzise untersucht und bewertet werden. Gleichzeitig ist durch die Beobachtung der Verläufe der einzelnen Sensoren die Einordnung von Messartefakten gewährleistet.

Der Grenzwert von 1,0 Massenprozent der Chloride bezogen auf den Zementgehalt auf Bewehrungshöhe, ab dem von dieser Instandsetzungsmethode abzusehen ist, hat Bestand. Zum Nachteil dieser kostenschonenden Instandsetzung kann dieser Wert innerhalb einer Winterperiode überschritten werden.

Sobald dieses Instandsetzungsprinzip angewandt wird, muss ein entsprechendes Monitoringkonzept integriert werden. Die hier erarbeiteten Formen des Korrosionsmonitoring belegen, wie die Wirksamkeit dieser Instandsetzung zerstörungsarm zu jedem Messtermin nachvollzogen werden kann und das Korrosionssystem dabei nicht ausschlaggebend überprägt wird. Die Ergebnisse zeigen, dass der Korrosionsstrom, maßgebend für den Masseverlust, direkt mit dem anodischen Ruhepotential und/oder dem anodischen Polarisationswiderstand verbunden ist. Diese Parameter unterstreichen nicht nur die Korrosionsaktivität, sie bieten auch neue Ansätze zur Erweiterung der tolerierbaren Instandsetzungsgrenzen. Das anodische Ruhepotential zum Beispiel steht in direktem Zusammenhang mit den oxidierend und reduzierend wirkenden Ionen auf der anodisch wirkenden Stahloberfläche. Vor der Applikation einer Beschichtung ist der Zugang zu diesen Bereichen noch über den Riss gegeben. Es ist demnach vorstellbar, dass ein Tränken oder Injizieren der Risse mit entsprechend abgestimmter Suspension den tolerierbaren Grenzwert der Chloridkonzentration signifikant anheben kann. Dieser Möglichkeit muss in zukünftigen Forschungsvorhaben unbedingt nachgegangen werden. Im vorliegenden Szenario der

gerissenen Betondeckung spielen die Korrosionsparameter der kathodischen Halbzelle und der Elektrolytwiderstand eine untergeordnete Rolle.

Mit der abschließend gezeigten Erweiterung des Korrosionsmonitorings, die Bestimmung der derzeit vorliegenden Flächenverhältnisse der instrumentierten Elektroden, gelingt ein entscheidender Schritt zur quantitativen Validierung und Nachverfolgung des tatsächlich vorliegenden Schadens. Damit ist es erstmals möglich unter laufendem Monitoring zu zeigen, ob der untersuchte Bewehrungsabschnitt Lochfraßkorrosion oder flächigen Abtrag bevorzugt. Lochfraßkorrosion ist gleichbedeutend mit starkem Querschnittsverlust und damit ein Indikator für einen standsicherheitsrelevanten Rückgang der notwendigen Zugfestigkeit der Bewehrung. Diese erweiternde Methode kann für sich selbst stehend, als auch in bereits bestehende Monitoringkonzepte integriert werden. Mit den dabei gewonnenen Informationen ist Korrosionsmonitoring um ein Vielfaches belastbarer geworden.

Die Wirksamkeitskontrolle einer konservativen Instandsetzung basiert dann nicht auf der Grundlage einer einmalig erhobenen Chloridkonzentration, die sich unterschiedlich auf den Querschnittsverlust auswirken kann. Die neue Bewertungsgrundlage ist dann die direkt messbare, aktuell ablaufende Querschnittsverjüngung anhand der Flächenverhältnisse der Stahlelektroden.

Literaturverzeichnis

- [1] Schießl, P.; Raupach, M. (1997) *Laboratory Studies and Calculations on the Influence of Crack Width on Chloride-Induced Corrosion of Steel in Concrete* in: ACI Materials Journal 94, H. 1. <https://doi.org/10.14359/285>
- [2] Yilmaz, D.; Angst, U. (2020) *Korrosionsbedingte Kosten an Ingenieurbauwerken im Schweizer Straßennetz* in: Beton- und Stahlbetonbau 115, H. 6, S. 448–458. <https://doi.org/10.1002/best.202000004>
- [3] *DIN EN 1992-1-1:2011-01, Eurocode_2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken_- Teil_1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN_1992-1-1:2004_+ AC:2010*. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [4] Tuuti, K. (1982) *Corrosion of steel in concrete* [Dissertation]. Swedish Cement and Concrete Research Institute.
- [5] Angst, U. (23-26 June 2019) *Durable concrete structures: cracks & corrosion and corrosion & cracks* in: *10th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures*. IA-FraMCoS.
- [6] Taheri-Shakib, J.; Al-Mayah, A. (2023) *4D evolutions of cracks, voids, and corrosion products in reinforced concrete materials* in: Scientific reports 13, Nr. 1, p. 22455. <https://doi.org/10.1038/s41598-023-48058-9>
- [7] Bohner, E. (2013) *Rissbildung in Beton infolge Bewehrungskorrosion* [Dissertation]. Karlsruher Institut für Wissenschaften.
- [8] *Deutsches Institut für Bautechnik (2015): Technische Regel Instandhaltung von Betonbauwerken, Teil 1, Berlin*.
- [9] Schubert, M. et al. (2016) *Untersuchungen zu Herstellungs- und Instandhaltungskosten von unterschiedlichen Konzepten zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Parkbauten* in: Beton- und Stahlbetonbau 111, H. 9, S. 564–575. <https://doi.org/10.1002/best.201500068>
- [10] Derby, B.; Kaesche, H. (2003) *Corrosion of Metals*. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg.
- [11] METEC & 2nd ESTAD 2015, European Steel Technology and Application Days (2015) – Düsseldorf, Germany
- [12] Noville, J.-F. *TEMPCORE® , the most convenient process to produce low cost high strength rebars from 8 to 75 mm* in: *METEC & 2d ESTAD 2015*.
- [13] Rehm, G.; Russwurm D. (1977) *Assesment of concrete reinforcing bars by the Tempcore process*. in: Betonwerk + Fertigteil-Technik, H. 6, S. 300–307.
- [14] Angst, U. M. et al. (2017) *The steel–concrete interface* in: Materials and Structures 50, H. 2. <https://doi.org/10.1617/s11527-017-1010-1>

- [15] Angst, U. M. et al. (2019) *The effect of the steel–concrete interface on chloride-induced corrosion initiation in concrete: a critical review by RILEM TC 262-SCI* in: *Materials and Structures* 52, H. 4. <https://doi.org/10.1617/s11527-019-1387-0>
- [16] Volkwein, A. et al. (2020) *Distribution of residual stresses in reinforcing steel bars* in: *Engineering Structures* 223, S. 111140. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111140>
- [17] *DIN 488-1:2009-08, Betonstahl_- Teil_1: Stahlsorten, Eigenschaften, Kennzeichnung*. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [18] Osterminski, K. (2013) *Zur voll-probabilistischen Modellierung der Korrosion von Stahl in Beton – Ein Beitrag zur Dauerhaftigkeitsbemessung von Stahlbetonbauwerken* [Dissertation]. TU München.
- [19] Furcas, F. E. et al. (2022) *Solubility and speciation of iron in cementitious systems* in: *Cement and Concrete Research* 151, S. 106620. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2021.106620>
- [20] Harnisch, J. (2012) *Zeitabhängige Kenngrößen bei der chloridinduzierten Korrosion* [Dissertation]. RWTH Aachen.
- [21] Hamann, C. H.; Vielstich, W. (2005) *Elektrochemie*. 4. Aufl. Weinheim: Wiley-VCH-Verlag GmbH & Co. KGaA.
- [22] Nürnberger, U. (1995) *Korrosion und Korrosionsschutz im Bauwesen*. Wiesbaden und Berlin: Bauverlag.
- [23] Wunderle-Beck, J. et al. (2022) *Korrosionsmonitoring zum Wirksamkeitsnachweis des Instandsetzungsverfahrens 8.3 (W-Cl)* in: *Beton- und Stahlbetonbau*. <https://doi.org/10.1002/best.202200081>
- [24] Juenger, M. C.; Snellings, R.; Bernal, S. A. (2019) *Supplementary cementitious materials: New sources, characterization, and performance insights* in: *Cement and Concrete Research* 122, S. 257–273. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2019.05.008>
- [25] Stark, J.; Wicht, B. (2000) *Zement und Kalk*. Basel: Birkhäuser Basel.
- [26] Hren, M.; Kosec, T.; Legat, A. (2023) *Characterization of steel corrosion processes in various blended cements by means of coupled multi-electrode arrays* in: *Cement and Concrete Research* 168, S. 107134. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2023.107134>
- [27] Osterminski, K.; Zausinger, C.; Gehlen, C. (2022) *Chloridumverteilung in gerissenen und mit Prinzip 8.3 (W-Cl) instand gesetzten Stahlbetonbauteilen* in: *Beton- und Stahlbetonbau* 117, H. 12, S. 968–975. <https://doi.org/10.1002/best.202200080>
- [28] Wilson, W.; Georget, F.; Scrivener, K. (2021) *Unravelling chloride transport/microstructure relationships for blended-cement pastes with the mini-migration method* in: *Cement and Concrete Research* 140, S. 106264. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2020.106264>
- [29] Gehlen, C. et al. (2011) *fib Bulletin 59. Condition control and assessment of reinforced concrete structures exposed to corrosive environments (carbonation/chlorides)*. fib. The International Federation for Structural Concrete.

- [30] Andrade, C.; Sanjuán, M. A. (1994) *Experimental procedure for the calculation of chloride diffusion coefficients in concrete from migration tests* in: *Advances in Cement Research* 6, H. 23, S. 127–134. <https://doi.org/10.1680/adcr.1994.6.23.127>
- [31] *NORDTEST BUILD 492* (1999) *Concrete, mortar and cement-based repair materials: Chloride migration coefficient from non-steady-state migration experiments (NT BUILD 492)*.
- [32] *DIN EN 206-1:2001-07, Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206-1:2000*. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [33] *DIN 1045-2:2008-08, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton_- Teil_2: Beton_- Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität_- Anwendungsregeln zu DIN_EN_206-1*. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [34] *DIN EN 12350-5:2019-09, Prüfung von Frischbeton_- Teil_5: Ausbreitmaß; Deutsche Fassung EN_12350-5:2019*. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
DIN EN 12350-6:2019-09, Prüfung von Frischbeton_- Teil_6: Frischbetonrohddichte; Deutsche Fassung EN_12350-6:2019. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
DIN EN 12350-7:2022-05, Prüfung von Frischbeton_- Teil_7: Luftgehalt_- Druckverfahren; Deutsche Fassung EN_12350-7:2019_+ AC:2022. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [35] *DIN EN 12390-3:2019-10, Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-3:2019*, Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [36] Gehlen, C. (2000) *Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken – Zuverlässigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion* in: . Schriftenreihe Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau e.V., H. 510.
- [37] Koenders, E.; Imamoto, K.; Soive, A. (2022) *Benchmarking Chloride Ingress Models on Real-life Case Studies—Marine Submerged and Road Sprayed Concrete Structures*. Cham: Springer International Publishing.
- [38] Schnell, J.; Raupach, M. (2015) *Kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt – Positionspapier des DAfStb zum aktuellen Stand der Technik* in: DAfStb-Positionspapier.
- [39] Breit, W. et al. (2011) *Zum Ansatz eines kritischen Chloridgehaltes bei Stahlbetonbauwerken* in: *Beton- und Stahlbetonbau* 106, H. 5, S. 290–298. <https://doi.org/10.1002/best.201100007>
- [40] Springenschmid, R.; Dorner, H.; Kleiner, G. (1989) *Anleitung zur Bestimmung des Chloridgehaltes von Beton* in: . Schriftenreihe Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau e.V., H. 401.
- [41] Angst, U. M. et al. (2022) *Beyond the chloride threshold concept for predicting corrosion of steel in concrete* in: *Applied Physics Reviews* 9, H. 1, S. 11321. <https://doi.org/10.1063/5.0076320>
- [42] Kreijger, P. C. (1984) *The skin of concrete composition and properties* in: *Materials and Structures* 17, H. 4, S. 275–283. <https://doi.org/10.1007/BF02479083>
- [43] Hornbostel, K. et al. (2017) *Limitations of the use of concrete bulk resistivity as an indicator for the rate of chloride-induced macro-cell corrosion* in: *Structural Concrete* 18, H. 2, S. 326–333. <https://doi.org/10.1002/suco.201500141>

- [43] Hornbostel, K. et al. (2017) *Limitations of the use of concrete bulk resistivity as an indicator for the rate of chloride-induced macro-cell corrosion* in: *Structural Concrete* 18, H. 2, S. 326–333. <https://doi.org/10.1002/suco.201500141>
- [44] Cosoli, G. et al. (2020) *Electrical Resistivity and Electrical Impedance Measurement in Mortar and Concrete Elements: A Systematic Review* in: *Applied Sciences* 10, H. 24, S. 9152. <https://doi.org/10.3390/app10249152>
- [45] Gehlen, C.; Sodeikat, C. (2003) *Gerissener Stahlbeton: Wie korrosionsgefährdet ist die Bewehrung?* in: *Materials and Corrosion* 54, H. 6, S. 424–429. <https://doi.org/10.1002/maco.200390093>
- [46] Neff, D. et al. (2011) *Morphology of corrosion products of steel in concrete under macro-cell and self-corrosion conditions* in: *Materials and Corrosion* 62, H. 9, S. 861–871. <https://doi.org/10.1002/maco.201005861>
- [47] Warkus, J. (2012) *Einfluss der Bauteilgeometrie auf den Einfluss der Bauteilgeometrie auf die Korrosionsgeschwindigkeit von Stahl in Beton bei Makroelementbildung* [Dissertation]. RWTH Aachen.
- [48] Pourbaix, M. (1974) *Applications of electrochemistry in corrosion science and in practice* in: *Corrosion Science* 14, H. 1, S. 25–82. [https://doi.org/10.1016/S0010-938X\(74\)80006-5](https://doi.org/10.1016/S0010-938X(74)80006-5)
- [49] Liu, G. et al. (2017) *Study of depassivation of carbon steel in simulated concrete pore solution using different equivalent circuits* in: *Construction and Building Materials* 157, S. 357–362. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.09.104>
- [50] Zhang, B. et al. (2018) *Unmasking chloride attack on the passive film of metals* in: *Nature communications* 9, Nr. 1, p. 2559. <https://doi.org/10.1038/s41467-018-04942-x>
- [51] Raupach, M. (1992) *Zur chloridinduzierten Makroelementkorrosion von Stahl in Beton* [Dissertation]. RWTH Aachen.
- [52] Soive, A. et al. (2022) *Thermodynamic difficulties to determine a critical chloride threshold for breakdown of the protective layer of steel reinforcement in a maritime concrete structure* in: *Journal of Sustainable Cement-Based Materials* 11, H. 5, S. 308–318. <https://doi.org/10.1080/21650373.2021.1961325>
- [53] Gunay, H. B.; Isgor, O. B.; Ghods, P. (2015) *Kinetics of Passivation and Chloride-Induced Depassivation of Iron in Simulated Concrete Pore Solutions Using Electrochemical Quartz Crystal Nanobalance* in: *CORROSION* 71, H. 5, S. 615–627. <https://doi.org/10.5006/1346>
- [54] Sagüés, A. A.; Kranc, S. C.; Moreno, E. I. (1995) *The time-domain response of a corroding system with constant phase angle interfacial component: Application to steel in concrete* in: *Corrosion Science* 37, H. 7, S. 1097–1113. [https://doi.org/10.1016/0010-938X\(95\)00017-E](https://doi.org/10.1016/0010-938X(95)00017-E)
- [55] Randles, J. E. B. (1947) *Kinetics of rapid electrode reactions* in: *Discussions of the Faraday Society* 1, S. 11. <https://doi.org/10.1039/DF9470100011>

- [56] DorMohammadi, H. et al. (2019) *Investigation of chloride-induced depassivation of iron in alkaline media by reactive force field molecular dynamics* in: npj Materials Degradation 3, H. 1. <https://doi.org/10.1038/s41529-019-0081-6>
- [57] Hay, R.; Ostertag, C. P. (2020) *Acidification at rebar-concrete interface induced by accelerated corrosion test in aggressive chloride environment* in: Cement and Concrete Composites 110, S. 103573. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2020.103573>
- [58] Keßler, S.; Hiemer, F.; Gehlen, C. (2017) *Einfluss einer Betonbeschichtung auf die Mechanismen der Bewehrungskorrosion in gerissenem Stahlbeton* in: Beton- und Stahlbetonbau 112, H. 4, S. 198–206. <https://doi.org/10.1002/best.201700002>
- [59] Hiemer, F. et al. (2018) *Chloride induced reinforcement corrosion in cracked and coated concrete: From experimental studies to time-dependent numerical modeling* in: Materials and Corrosion 69, H. 11, S. 1526–1538. <https://doi.org/10.1002/maco.201810148>
- [60] Gouda, V. K. (1970) *Corrosion and Corrosion Inhibition of Reinforcing Steel: I. Immersed in Alkaline Solutions* in: British Corrosion Journal 5, H. 5, S. 198–203. <https://doi.org/10.1179/000705970798324450>
- [61] Breit, W. (1997) *Untersuchungen zum kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt für Stahl in Beton* [Dissertation]. RWTH Aachen.
- [62] Dauberschmidt, C. et al. (2021) *Instandsetzung von chloridbelasteten Bauteilen durch Applikation einer Beschichtung* in: Beton- und Stahlbetonbau 116, H. 4, S. 248–261. <https://doi.org/10.1002/best.202000099>
- [63] Beck, M. (2010) *Zur Entwicklung der Eigenkorrosion von Stahl in Beton* [Dissertation]. RWTH Aachen.
- [64] Keßler, S. (2015) *Zur Verwertbarkeit von Potentialfeldmessungen für die Zustandserfassung und -prognose von Stahlbetonbauteilen – Validierung und Einsatz im Lebensdauermanagement* [Dissertation]. TU München.
- [65] Deutsche Gesellschaft für zerstörungsfreie Prüfung [Hrsg.] (2014) *Merkblatt B 03 – Merkblatt für Elektrochemische Potentialmessungen zur Detektion von Bewehrungskorrosion*. DGZfP e. V.
- [66] *DAfStb Betonbauteile:2001-10 Instandsetzungs-Richtlinie:2001-10; RL SIB:2001-10 DAfStb-Richtlinie - Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen (Instandsetzungs-Richtlinie) - Teil 1: Allgemeine Regelungen und Planungsgrundsätze; Teil 2: Bauprodukte und Anwendung; Teil 3: Anforderungen an die Betriebe und Überwachung der Ausführung; Teil 4: Prüfverfahren*. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [67] *DIN EN 1504-9:2008-11, Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken_ - Definitionen, Anforderungen, Qualitätsüberwachung und Beurteilung der Konformität_ - Teil_9: Allgemeine Grundsätze für die Anwendung von Produkten und Systemen; Deutsche Fassung EN_1504-9:2008*. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [68] Mayer, T. F. et al. (2020) *Das Instandsetzungsprinzip W-CI* in: Bautechnik 97, H. 1, S. 2–10. <https://doi.org/10.1002/bate.201900083>

- [69] Chopra, I. et al. (2022) *Recent advances in epoxy coatings for corrosion protection of steel: Experimental and modelling approach-A review* in: *Materials Today: Proceedings* 62, S. 1658–1663. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2022.04.659>
- [70] Breit, W.; Dauberschmidt, C. (2020) *Investigation on the effectiveness of the repair method 8.3 "Corrosion protection by increasing electrical resistivity" in chloride-containing concrete Part 1: Overview and recognition of Prof. Raupach's contribution* in: *Materials and Corrosion* 71, H. 5, S. 696–706. <https://doi.org/10.1002/maco.202011539>
- [71] Eichler, T.; Gieler-Breßmer, S. (2018) *Kathodischer Korrosionsschutz im Stahlbetonbau* in: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. [Hrsg.] *Beton Kalender 2019*. Wiley, S. 863–904.
- [72] Isgor, B. et al. (2019) *Recommended practice for reporting experimental data produced from studies on corrosion of steel in cementitious systems* in: *RILEM Technical Letters* 4, S. 22–32. <https://doi.org/10.21809/rilemtechlett.2019.90>
- [73] Ziehensack, E. et al. (2023) *Diffusion potentials in saturated hardened cement paste upon chloride exposure* in: *Materials and Structures* 56, Nr. 5, p. 100. <https://doi.org/10.1617/s11527-023-02184-y>
- [74] Fraundorfer, A.; Dauberschmidt, C. (2022) *Korrosionsmonitoring in ungerissenem Stahlbeton in der Schädigungsphase – neue Forschungserkenntnisse* in: *Beton- und Stahlbetonbau*. <https://doi.org/10.1002/best.202200084>
- [75] Schwenk, W. (1972) *Korrosionsgefährdung und Schutzmaßnahmen bei Elementbildung zwischen erdverlegten Rohren und Behältern aus unterschiedlichen Metallen* in: *Gwfgas/erdgas*, H. 113, S. 546–550.
- [76] Ožbolt, J.; Balabanić, G.; Sola, E. (2017) *Determination of critical anodic and cathodic areas in corrosion processes of steel reinforcement in concrete* in: *Materials and Corrosion* 68, H. 6, S. 622–631. <https://doi.org/10.1002/maco.201609295>
- [77] Warkus, J.; Raupach, M. (2010) *Modelling of reinforcement corrosion - geometrical effects on macrocell corrosion* in: *Materials and Corrosion* 61, H. 6, S. 494–504. <https://doi.org/10.1002/maco.200905437>
- [78] Beck, M. et al. (2012) *Deterioration model and input parameters for reinforcement corrosion* in: *Structural Concrete* 13, H. 3, S. 145–155. <https://doi.org/10.1002/suco.201200004>
- [79] Fraundorfer, A.; Dauberschmidt, C.; Gehlen, C. (2023) *Approach to consider self-corrosion in corrosion monitoring of reinforced concrete structures exposed to chlorides* in: *Materials and Corrosion*. <https://doi.org/10.1002/maco.202314115>
- [80] Osterminski, K.; Schießl, P. (2012) *Design model for reinforcement corrosion* in: *Structural Concrete* 13, H. 3, S. 156–165. <https://doi.org/10.1002/suco.201200003>
- [81] Stewart, M. G. (2004) *Spatial variability of pitting corrosion and its influence on structural fragility and reliability of RC beams in flexure* in: *Structural Safety* 26, H. 4, S. 453–470. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2004.03.002>

- [82] Ebell, G. et al. (2016) *Investigation of chloride-induced pitting corrosion of steel in concrete with innovative methods* in: *Materials and Corrosion* 67, H. 6, S. 583–590. <https://doi.org/10.1002/maco.201608969>
- [83] Wagner, C.; Traud, W. E. (1938) *Über die Deutung von Korrosionsvorgängen durch Überlagerung von elektrochemischen Teilvorgängen und über die Potentialbildung an Mischelektroden* in: *Zeitschrift für Elektrochemie und angewandte physikalische Chemie*, H. 44, S. 391–454.
- [84] Stern, M.; Geary, A. L. (1957) *Electrochemical Polarization* in: *Journal of The Electrochemical Society* 104, H. 1, S. 56. <https://doi.org/10.1149/1.2428496>
- [85] Stern, M.; Weisert, E. D. (1959) *Experimental observations on the relation between polarization resistance and corrosion rate.* in: *Proceedings of the American Society for Testing and Materials*, H. 59, S. 1280–1290.
- [86] Oelßner, W.; Berthold, F.; Guth, U. (2006) *The iR drop - well-known but often underestimated in electrochemical polarization measurements and corrosion testing* in: *Materials and Corrosion* 57, H. 6, S. 455–466. <https://doi.org/10.1002/maco.200603982>
- [87] Angst, U.; Büchler, M. (2015) *On the applicability of the Stern-Geary relationship to determine instantaneous corrosion rates in macro-cell corrosion* in: *Materials and Corrosion* 66, H. 10, S. 1017–1028. <https://doi.org/10.1002/maco.201407997>
- [88] van Ede, M. C. et al. (2021) *Electrochemical tomography as a nondestructive technique to study localized corrosion of metals* in: *npj Materials Degradation* 5, H. 1. <https://doi.org/10.1038/s41529-021-00209-x>
- [89] Adriman, R. et al. (2022) *Improving half-cell potential survey through computational inverse analysis for quantitative corrosion profiling* in: *Case Studies in Construction Materials* 16, e00854. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2021.e00854>
- [90] Hirschorn, B. et al. (2010) *Determination of effective capacitance and film thickness from constant-phase-element parameters* in: *Electrochimica Acta* 55, H. 21, S. 6218–6227. <https://doi.org/10.1016/j.electacta.2009.10.065>
- [91] Carnot, A. et al. (2003) *Corrosion mechanisms of steel concrete moulds in contact with a demoulding agent studied by EIS and XPS* in: *Corrosion Science* 45, H. 11, S. 2513–2524. [https://doi.org/10.1016/S0010-938X\(03\)00076-3](https://doi.org/10.1016/S0010-938X(03)00076-3)
- [92] Veleva, L. et al. (2022) *Corrosion Activity of Carbon Steel B450C and Low Chromium Ferritic Stainless Steel 430 in Chloride-Containing Cement Extract Solution* in: *Metals* 12, H. 1, S. 150. <https://doi.org/10.3390/met12010150>
- [93] Bacelis, Á. et al. (2021) *Corrosion Activity of Carbon Steel B450C and Low Chromium Ferritic Stainless Steel 430 in Cement Extract Solution* in: *Buildings* 11, H. 6, S. 220. <https://doi.org/10.3390/buildings11060220>
- [94] Brug, G. J. et al. (1984) *The analysis of electrode impedances complicated by the presence of a constant phase element* in: *Journal of Electroanalytical Chemistry and Interfacial Electrochemistry* 176, 1-2, S. 275–295. [https://doi.org/10.1016/S0022-0728\(84\)80324-1](https://doi.org/10.1016/S0022-0728(84)80324-1)

- [95] Glass, G. K. et al. (1997) *The analysis of potentiostatic transients applied to the corrosion of steel in concrete* in: Corrosion Science 39, H. 9, S. 1657–1663. [https://doi.org/10.1016/S0010-938X\(97\)00071-1](https://doi.org/10.1016/S0010-938X(97)00071-1)
- [96] Birbilis, N.; Nairn, K. M.; Forsyth, M. (2003) *Transient response analysis of steel in concrete* in: Corrosion Science 45, H. 9, S. 1895–1902. [https://doi.org/10.1016/S0010-938X\(03\)00086-6](https://doi.org/10.1016/S0010-938X(03)00086-6)
- [97] Andrade, C. (2019) *Propagation of reinforcement corrosion: principles, testing and modelling* in: Materials and Structures 52, H. 1. <https://doi.org/10.1617/s11527-018-1301-1>
- [98] Andrade, C.; Alonso, C. (2004) *Test methods for on-site corrosion rate measurement of steel reinforcement in concrete by means of the polarization resistance method* in: Materials and Structures 37, H. 9, S. 623–643. <https://doi.org/10.1007/BF02483292>
- [99] Orazem, M. E. et al. (2013) *Dielectric Properties of Materials Showing Constant-Phase-Element (CPE) Impedance Response* in: Journal of The Electrochemical Society 160, H. 6, C215-C225. <https://doi.org/10.1149/2.033306jes>
- [100] Zausinger, C. (2023) *Depolarization time constants – quantifying active rebar corrosion surface area*, First International Conference on Durability, Repair and Maintenance of Structures, Faculty of Engineering of the University of Porto (FEUP).