

Risiko von Betonabplatzungen infolge Bewehrungskorrosion

**Risque d'éclatements du béton dû à la corrosion de
l'armature**

Risk of spalling of concrete due to rebar corrosion

**TFB, Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton, Wildegg
F. Hunkeler, Dr. sc. tech., dipl. Ing. ETH/SIA
B. Mühlán, M. Eng., dipl. Bauing. FH
H. Ungricht, Dr. sc., dipl. Bauing. ETH**

**Forschungsauftrag AGB2002/015 auf Antrag der
Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)**



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

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

Bundesamt für Strassen
Office fédéral des routes
Ufficio federale delle Strade

Risiko von Betonabplatzungen infolge Bewehrungskorrosion

**Risque d'éclatements du béton dû à la corrosion de
l'armature**

Risk of spalling of concrete due to rebar corrosion

**TFB, Technische Forschung und Beratung für Zement
und Beton, Wildeggen**

F. Hunkeler, Dr. sc. tech., dipl. Ing. ETH/SIA

B. Mühlan, M. Eng., dipl. Bauing. FH

H. Ungricht, Dr. sc., dipl. Bauing. ETH

**Forschungsauftrag AGB2002/015 auf Antrag der
Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)**

Vorwort

Die Bewehrungskorrosion ist bei Stahlbetonbauten die häufigste Schadenursache. Auslöser für die Korrosion sind die Karbonatisierung des Betons und die in den Beton eingedrungenen Chloride. Die Mechanismen des Schadstoffeintrags und der Beginn der Korrosion der Bewehrung wurden in den letzten Jahren sehr intensiv untersucht. Dazu liegen auch viele Erfahrungswerte und Modelle vor.

Weit weniger Aufmerksamkeit hingegen erhielten Fragen zur Bildung von Rissen und Abplatzungen infolge Bewehrungskorrosion. Beide Schädigungsarten sind eine Folge der bei der Korrosion des Betonstahls entstehenden Korrosionsprodukte, deren Volumen grösser ist als jenes des ursprünglichen Metalls. Im Zusammenhang mit Zustandsbeurteilungen von Stahlbetonbauten und beim Erarbeiten von Massnahmenempfehlungen stellt sich immer wieder die Frage nach dem zukünftigen Risiko von Abplatzungen. Antworten auf die obige Frage sind in Anbetracht des zunehmenden Alters unserer Verkehrsbauten und der teilweise verzögerten Instandsetzungsmassnahmen sowie der teilweise ungenügenden Dauerhaftigkeit von Instandsetzungsmassnahmen wichtig und dringlich.

Im Rahmen des Forschungsauftrags wurde der aktuelle Wissensstand zum Thema aufgearbeitet. Aus der Auswertung der Resultate von Labor- und Feldversuchen sowie von Bauwerksuntersuchungen konnten eine Reihe von wesentlichen Einflüssen identifiziert und einige grundlegende Zusammenhänge ermittelt werden. Diese Erkenntnisse können bei der Zustandsbeurteilung und der Prognose der weiteren Entwicklung des Risikos von Abplatzungen hilfreich sein.

Die Bedeutung der Fragestellung wurde in verschiedenen Ländern erkannt. Weltweit wurden deshalb in den letzten 10 Jahren die Forschungstätigkeiten auf diesem Gebiet erheblich verstärkt. Trotzdem fehlen nach wie vor wichtige Grundlagen für die Modellierung. Die heute vorhandenen Modelle führen noch zu sehr widersprüchlichen Ergebnissen. Die ungenügenden Erkenntnisse führen zu einer vorsichtigen Beurteilung des Risikos und schlussendlich eventuell zu unnötigen und unwirtschaftlichen Instandsetzungsmassnahmen.

Der vorliegende Bericht wurde auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung im Rahmen des Forschungsauftrages AGB2002/015 des Bundesamtes für Strassen ausgearbeitet. Die Begleitkommission B der Arbeitsgruppe Brückenforschung (Mitglieder: Jean-Pierre Joris, Dr. Philipp Stoffel (ab Jan. 2006), Paul Wüst und Dr. Fritz Hunkeler) unter der Leitung von Dr. Peter Schmalz begleitete die Arbeiten.

Die Autoren danken dem Tiefbauamt des Kt. Graubünden, insbesondere Herrn Heiri Figi, sehr herzlich für die Finanzierung des Projektes. Ein weiterer Dank geht an das Tiefbauamt des Kt. St. Gallen, ganz speziell an Herrn Lukas Geel, für die Möglichkeit, Abplatzungen an der Stegmühletobelbrücke in St. Gallenkappel / Ernetschwil sehr gezielt zu untersuchen. Weiter danken wir der Schweizerischen Gesellschaft für Korrosionsschutz (SGK) für die wertvolle Unterstützung bei der Beschaffung von Bauwerksdaten.

Wir laden alle Leserinnen und Leser ein, uns ihre eigenen Erfahrungen und Kenntnisse wie auch spezifische Daten zu Abplatzungen zugänglich zu machen. Dies ermöglicht den Kenntnisstand sukzessive zu erweitern und zu verbessern.

Wildegger, im Oktober 2006

Die Autoren

Inhaltsverzeichnis

	Vorwort	
	Zusammenfassung	1
	Résumé	2
	Summary	3
1	Einleitung	4
1.1	Ausgangslage	4
1.2	Zielsetzungen des Projektes	4
1.3	Begriffe	5
2	Korrosion der Bewehrung bei Stahlbetonbauten	7
2.1	Einleitung	7
2.2	Korrosionsgeschwindigkeit	8
	2.2.1 Allgemeines	8
	2.2.2 Einflüsse auf die Korrosionsgeschwindigkeit	10
	2.2.3 Ermittlung der Korrosionsgeschwindigkeit	12
3	Auswirkungen der Bewehrungskorrosion	19
3.1	Übersicht	19
3.2	Massen- und Querschnittsverlust der Bewehrung	20
3.3	Sprengdruck der Rostprodukte	21
4	Ergebnisse von Laboruntersuchungen	23
4.1	Rissbildung	23
4.2	Rissbreite	30
4.3	Abplatzungen	35
4.4	Weitere Auswirkungen	35
5	Ergebnisse von Feldversuchen und Bauwerksuntersuchungen	38
5.1	Allgemeines	38
5.2	Ergebnisse der Literaturrecherche	38
5.3	Resultate aus Zustandsuntersuchungen in der Schweiz	45
6	Modelle und Berechnungen	54
7	Folgerungen	71
7.1	Allgemeines	71
7.2	Beurteilung des Risikos von Abplatzungen	72
	7.2.1 Allgemeine und korrosionstechnische Aspekte	72
	7.2.2 Bauteilspezifische Aspekte	76
7.3	Folgerungen für die Zustandserfassung	77
7.4	Forschungsbedarf	78
	Literaturverzeichnis	79

Zusammenfassung

Die Bewehrungskorrosion ist bei Stahlbetonbauten die häufigste Schadenursache. Auslöser für die Korrosion sind die Karbonatisierung des Betons und die in den Beton eingedrungenen Chloride. Die Mechanismen des Schadstoffeintrags und der Beginn der Korrosion der Bewehrung wurden in den letzten Jahren sehr intensiv untersucht. Dazu liegen auch viele Erfahrungswerte und Modelle vor. Weit weniger Aufmerksamkeit hingegen erhielten Fragen zur Bildung von Rissen und Abplatzungen infolge Bewehrungskorrosion. Kenntnisse über Einflüsse und Zusammenhänge sind bei Zustandsbeurteilungen, beim Erarbeiten von Massnahmenempfehlungen und bei der Frage nach dem zukünftigen Risiko von Abplatzungen wichtig. Die Bedeutung der Fragestellung ergibt sich auch aus dem zunehmenden Alter unserer Verkehrsbauten und der teilweise verzögerten Instandsetzungen sowie der teilweise ungenügenden Dauerhaftigkeit von neuen und instand gesetzten Bauten.

Das Ziel des Projektes bestand darin, die vorhandenen Kenntnisse zur Rissbildung und zum Risiko von Betonabplatzungen infolge Bewehrungskorrosion zusammenzutragen und daraus praktische Hinweise für Zustandserfassungen und -beurteilungen abzuleiten. Aus der Auswertung der Resultate von Labor- und Feldversuchen sowie von Bauwerksuntersuchungen konnten eine Reihe von wesentlichen Einflüssen identifiziert und einige grundlegende Zusammenhänge ermittelt werden. Das Auftreten von Abplatzungen wird durch folgende allgemeine und korrosionstechnische Einflüsse massgebend bestimmt:

- **Bewehrung:** Dicke der Überdeckung, Durchmesser, gegenseitiger Abstand, Lage (Eck- bzw. Randbewehrung, Mittellage) und Art der Bewehrung.
- **Korrosion:** Korrosionsursache (flächiger oder lokaler Angriff), aktueller Korrosionsabtrag (Querschnittsverlust), Korrosionsgeschwindigkeit (bisher, zukünftig), korrodierende Fläche oder Länge der Bewehrung, Rostmodifikation.
- **Exposition:** Betonfeuchtigkeit (bewittert, unbewittert, rel. Luftfeuchtigkeit), Temperatur (Sonneneinstrahlung), Temperaturzyklen, Trocken-Nass-Zyklen, Wind, Frosteinwirkung.
- **Beton:** Betonqualität (w/z-Wert, Kapillar- und Luftporenvolumen), mechanische Eigenschaften (Zugfestigkeit, E-Modul), vorhandene Risse.
- **Weitere:** Erschütterungen (Verkehr etc.), Schwindspannungen, Bauteilverformungen.

Für die Beurteilung des Risikos von Abplatzungen sind neben den genannten allgemeinen und korrosionstechnischen Einflüssen auch bauwerks- bzw. bauteilspezifische Faktoren zu berücksichtigen. Für die Beurteilung des zukünftigen Risikos von Abplatzungen ist die in Zukunft zu erwartende Korrosionsgeschwindigkeit von ganz besonderer Bedeutung. Hierfür wäre die zuverlässige und zerstörungsfreie Messung der Korrosionsgeschwindigkeit vor Ort eine grosse Hilfe.

Bei der Bearbeitung der Fragestellung wurde erkannt, dass nach wie vor wichtige Grundlagen für die Modellierung fehlen. Die heute vorhandenen Modelle führen noch zu abweichenden und teils widersprüchlichen Ergebnissen. Die ungenügenden Erkenntnisse führen zu einer vorsichtigen Beurteilung des Risikos und schlussendlich eventuell zu unnötigen und unwirtschaftlichen Instandsetzungsmassnahmen.

Um bei den in diesem Projekt bearbeiteten Fragen weitere Fortschritte zu erzielen, sind zusätzliche Arbeiten unumgänglich. Dies betrifft die folgenden Themenkreise: Datenmenge zu Abplatzungen, messtechnische Bestimmung der Korrosionsgeschwindigkeit vor Ort, wirklichkeitsnahe Modelle für die Beschreibung der Schadenentwicklung infolge Korrosion und für prognostische Zwecke, Kriterien für die Grenzzustände der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit hinsichtlich Bewehrungskorrosion.

Résumé

La corrosion de l'armature est la cause principale des dégâts des ouvrages d'art en béton armé. Elle est due à la carbonatation du béton et aux chlorures qui ont pénétré dans le béton. Ces dernières années, les processus de pénétration des agents nocifs et l'initiation de la corrosion de l'armature ont fait l'objet de nombreuses études. Beaucoup de valeurs empiriques et modèles en témoignent. Par contre, les questions relatives à la formation des fissures et aux éclatements suite à la corrosion de l'armature ont moins retenu l'attention des chercheurs. La connaissance des influences et interactions est importante, notamment lors d'une évaluation d'état, de l'établissement d'un concept de remise en état et de la prévision du risque d'éclatements. L'importance du sujet résulte également du vieillissement de nos ouvrages d'art et des interventions de remise en état parfois repoussées ainsi que de la durabilité parfois insuffisante des ouvrages neufs ou remis en état.

L'objectif du projet consistait à rassembler les connaissances existantes relatives à la fissuration et au risque d'éclatement du béton suite à la corrosion de l'armature et d'en déduire des conseils pratiques pour les relevés et évaluations d'état. Une série d'influences essentielles ont été identifiées et quelques interactions fondamentales ont été trouvées sur la base d'une analyse des résultats d'essais en laboratoire et in situ ainsi que sur la base d'investigations d'ouvrage. L'apparition d'éclatements est principalement régie par les influences suivantes :

- Armature : épaisseur de l'enrobage, diamètre, écartement, position (p.ex. armature de coin ou de bord), type d'armature.
- Corrosion : cause de corrosion (attaque surfacique ou locale), perte de matière actuelle (perte de section), vitesse de corrosion (dans le passé, future), surface ou longueur corrodée de l'armature, modification de la rouille.
- Exposition : humidité du béton (exposition à la pluie, humidité relative de l'air), température (ensoleillement), cycles de température, cycles humide-sec, vent, gel.
- Béton : qualité du béton (e/c, porosité capillaire et volume d'air entraîné), propriétés mécaniques (résistance à la traction, module d'élasticité), présence de fissures.
- Autres : vibrations (trafic, etc.), contraintes dues au retrait, déformations structurales.

Outre la connaissance des influences générales et de celles spécifiques à la corrosion mentionnées ci-dessus, l'évaluation du risque d'éclatements nécessite également la connaissance des facteurs spécifiques à l'ouvrage et aux éléments d'ouvrages. Pour l'évaluation du risque futur d'éclatements, c'est notamment la vitesse de corrosion qui est importante. La mesure in situ et non destructive de la vitesse de corrosion serait une aide particulièrement utile à ce propos.

Les recherches effectuées dans le cadre de ce projet ont mis en évidence que de nombreuses bases pour une modélisation précise font encore défaut. Les modèles actuellement disponibles conduisent à des résultats divergents et parfois contradictoires. Les connaissances insuffisantes mènent à une évaluation (trop) prudente du risque et finalement éventuellement à des mesures de remise en état non nécessaires et non rentables.

Afin de pouvoir progresser par rapport aux questions traitées dans le cadre de ce projet, d'autres travaux sont indispensables. Ceux-ci concernent les sujets suivants : Quantité de données relatives aux éclatements, méthodologie de la mesure in situ de la vitesse de corrosion, modèles plus réalistes pour décrire les phénomènes de dégradation due à la corrosion et pour faire des pronostics, critères pour les états limites de la sécurité structurale et de l'aptitude au service par rapport à la corrosion de l'armature.

Summary

The corrosion of the reinforcement is the most frequent reason for damages of reinforced concrete structures and is caused due the carbonation of concrete and the chlorides penetrated into the concrete. The mechanisms of the ingress of harmful substances and of the beginning of the corrosion of the reinforcement have extensively been investigated over the last years. Additionally, broad experiences and models are available. However, much less attention has been paid to questions related to the formation of cracks and to spalling of concrete. The knowledge of the influences and the correlation are important for the assessment of the actual condition, for the evaluation of the rehabilitation method and to judge about the future risk of spalling. The importance of the problem results also from the increasing age of our traffic infrastructure and the partially delayed rehabilitations as well as partly from an insufficient durability of new and rehabilitated structures.

The goal of the project was to compile the existing knowledge about the crack formation and the risk of spalling due to the reinforcement corrosion and to deduce from these findings practical advices for the condition survey and the assessment. Based on the evaluation of the results of laboratory and field tests as well as considering the investigations of real structures a series of influences and some basic relations could be identified. The occurrence of spalling depends mainly on the following factors:

- Reinforcement: cover thickness, diameter, spacing, position of the rebar (corner and edge, respectively, middle part) and type of rebar.
- Corrosion: cause (general or local attack), actual corrosion attack (loss of cross section), corrosion rate (until now, in the future), corroding area or length of the rebar, rust modification.
- Exposition: moisture content of the concrete (exposed to rain, sheltered, relative humidity of the air), temperature (solar irradiation), temperature cycles, wetting and drying cycles, wind, frost action.
- Concrete: concrete quality (w/c factor, volume of capillary pores and entrained air), mechanical properties (tensile strength, modulus of elasticity), existing cracks.
- Further: vibration (traffic a.s.o.), stresses due to shrinkage, deformation of the concrete component.

For the assessment of the risk of spalling not only the general and corrosion related influences mentioned above have to be considered but also specific factors depending on the structure as a whole and its components. For the assessment of the future risk of spalling the corrosion rate in the future is of great importance. For this, a reliable and non-destructive technique for the measurement of the corrosion rate on site would be of great help.

During the work for this project it was recognized that important basics for the modeling are still missing. The actually available models lead to diverging and partly contradictory results. The insufficient knowledge leads to a cautious assessment of the risk and, finally, to eventually unnecessary and uneconomic rehabilitations.

To make a step forward to answer the questions treated within this project further research work is inevitable. This concerns the following topics: amount of data about spalling, techniques for the determination of the corrosion rate on-site, realistic models for the description of the development of damages due to corrosion and for purpose of prognosis, criteria for the serviceability and ultimate limit states.

1 Einleitung

1.1 Ausgangslage

Die Karbonatisierung des Betons oder die in den Beton eingedrungenen Chloride können zu Korrosion der Bewehrung führen. Als Folge der Bewehrungskorrosion bilden sich zunächst Risse im Beton über der Bewehrung, später dann keilförmige oder flächige Betonabplatzungen. Mit der Korrosion der Bewehrung können u.a. der Verbund Stahl/Beton geschwächt und die Eigenschaften des Betonstahls verschlechtert werden. Diese Schädigungen können die Dauerhaftigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit von Betonbauten beeinträchtigen.

Die Mechanismen des Schadstoffeintrags und der Beginn der Korrosion der Bewehrung wurden in den letzten Jahren sehr intensiv untersucht. Dazu liegen viele Erfahrungswerte und Modelle vor.

Weit weniger Aufmerksamkeit erhielten hingegen Fragen zur Bildung von Rissen und Abplatzungen infolge Bewehrungskorrosion. Beide Schädigungsarten sind eine Folge der bei der Korrosion von Stahl entstehenden Korrosionsprodukte, deren Volumen grösser ist als jenes des ursprünglichen Metalls. Es sei erwähnt, dass vor kurzem in Deutschland ein umfangreiches Forschungsprojekt gestartet wurde, um den korrosionsbedingten Schädigungsverlauf zu modellieren [DFG 2005]. Auch in andern Ländern wurde die Wichtigkeit dieser Fragestellung erkannt, so z.B. in Grossbritannien [TRB 2005], verschiedenen Staaten am Atlantik [Medachs 2006], in den Niederlanden [Gaal 2003] oder in Kanada (siehe dazu die Publikationen vom kanadischen National Research Council, z.B. [Lounis 2004a, Lounis 2006a,b]).

Quantitative Angaben zum Auftreten von korrosionsbedingten Rissen und Abplatzungen werden auch bei Lebensdauerbetrachtungen, Dauerhaftigkeitsanalysen und beim Erhaltungsmanagement von Bauwerken benötigt [DuraCrete 1998, Gehlen 1999, Lay 2003, TRC 2003, Ferreira 2004, Sarja 2004, Edvardsen 2005, CIF 2005, fib 2005, Hallberg 2005, Wolfgram 2005, ESCS 2006, Li 2006, Lounis 2006a,b].

Im Zusammenhang mit Zustandsbeurteilungen von Stahlbetonbauten und beim Erarbeiten von Massnahmenempfehlungen stellt sich immer wieder die Frage nach dem Risiko von zukünftigen Abplatzungen. Wegen der fehlenden Grundlagen konnte diese Frage aber bis anhin nicht befriedigend beantwortet werden. In den meisten Fällen führte dies zu einer vorsichtigen Beurteilung und zu Instandsetzungsmassnahmen am Bauwerk, die vielleicht nicht nötig und damit nicht wirtschaftlich waren.

In Anbetracht des zunehmenden Alters unserer Verkehrsbauten und der teilweise verzögerten Instandsetzungsmassnahmen sowie der teilweise ungenügenden Dauerhaftigkeit von Instandsetzungsmassnahmen sind Antworten auf die obige Frage wichtig und dringlich.

1.2 Zielsetzungen des Projektes

Das Ziel des Projektes bestand darin, die vorhandenen Kenntnisse zur Rissbildung und zum Risiko von Betonabplatzungen infolge Bewehrungskorrosion zusammenzutragen und daraus Hinweise für die praktische Arbeit bei der Zustandsbeurteilung abzuleiten. Insbesondere sollte versucht werden, Antworten auf folgende Fragen zu geben:

- Wie kann an einem Bauwerk das Risiko für Abplatzungen abgeschätzt werden?
- Welche korrosionstechnischen Aspekte sind wichtig?
- Welche Besonderheiten sind bei reprofilierten Stellen zu beachten?
- Welche Möglichkeiten gibt es für eine Prognose?
- Wie kann der bisherige und zukünftige Korrosionsfortschritt abgeschätzt werden?

- Welche Risikoklassen (Bauwerk, Sachen, Personen) können unterschieden werden?
- Welche Massnahmen sind bei gegebenem Risiko möglich?

Weiter sollten die bestehenden Kenntnislücken aufgezeigt und Empfehlungen für Forschungsarbeiten gemacht werden.

Abgrenzung

Risse und Ablösungen, die nicht durch Korrosion verursacht sind, werden in diesem Bericht nicht behandelt. Dazu gehören z.B. Risse infolge Trocknungsschwinden oder Ablösungen von Mörtelprofilierungen.

1.3 Begriffe

Korrosionserscheinungen

Zur Beschreibung von Korrosionserscheinungen werden die Begriffe gemäss **Tabelle 1.1** verwendet. Bei der Korrosion von Stahl im Beton oder Spannstahl im zementösen Füllgut ist zwischen Mulden- und Spaltkorrosion kaum zu unterscheiden. Die Grundlagen der Korrosion von Stahl im Beton sind in [Hunkeler 1994, Nürnberger 1995] dargelegt.

Das Merkblatt SIA 2006 [SIA 1993] enthält Hinweise für die quantitative Beurteilung eines Korrosionsangriffs bei Bewehrungsstählen (**Tabelle 1.2**). Die Unterteilung in Korrosionsgrade richtet sich hauptsächlich nach der flächenmässigen Ausdehnung des Angriffs und dem Korrosionsabtrag. Diese Klassierung ist auch zur Beschreibung des Korrosionsangriffs bei Spannstählen geeignet. Weiter sind in der **Tabelle 1.3** einige bauwerksbezogene Begriffe definiert.

Begriff	Erläuterungen
Gleichmässige Korrosion	Der Korrosionsangriff führt zu einem allgemeinen, mehr oder weniger gleichmässigen Abtrag des Metalls (mit oder ohne Passivfilm).
Muldenkorrosion	Der Korrosionsangriff auf dem Metall ist ungleichmässig. Es bilden sich muldenartige Anfressungen auf dem Metall aus.
Spaltkorrosion	Der Korrosionsangriff ist in Spalten (geometrische Spalten, Kontaktflächen zu anderen Baustoffen etc.) oder unter Ablagerungen verstärkt.
Lochkorrosion, Lochfrass	Der Angriff auf das Metall (mit Passivfilm) erfolgt sehr lokal, d.h. lochartig. Daneben werden grössere Bereiche gar nicht angegriffen.
(wasserstoffinduzierte) Spannungsrisskorrosion	Die Korrosion kann bei einem Metall, das unter statischer Zugspannung steht oder gedehnt wird, zu Rissen führen. Die Rissbildung kann durch das Eindringen von Wasserstoff in das Metall ausgelöst oder gefördert werden. Wasserstoff kann z.B. beim Korrosionsprozess oder beim galvanischen Verzinken entstehen. Das Risiko für (wasserstoffinduzierte) Spannungsrisskorrosion ist hauptsächlich abhängig von der Empfindlichkeit des Metalls (Festigkeit, Verformungsgrad etc.), von der inneren und äusseren mechanischen Belastung (vorhandene Spannung im Verhältnis zur Streckgrenze, Dehngeschwindigkeit etc.) und von der Umgebung (pH-Wert, Promotoren für Wasserstoffversprödung etc.) sowie von der Temperatur und Dauer der Einwirkungen. Es kann zwischen inter- und transkristalliner Spannungsrisskorrosion unterschieden werden.
Ermüdungsrisskorrosion, Schwingungsrisskorrosion	Der Korrosionsangriff verstärkt die Auswirkung einer schwingenden Belastung.

Begriff	Erläuterungen
Reibkorrosion	Der Korrosionsangriff wird verstärkt, wenn ein Metall gegen den gleichen oder einen anderen Baustoff angedrückt wird und sich gegen diesen verschiebt (Hin- und Herbewegung, Rotation). Die Relativverschiebung wirkt sich erst bei hohen Frequenzen korrosionsfördernd aus.
Kontaktkorrosion	Der Korrosionsangriff wird durch unterschiedliche Korrosionspotenziale verursacht (Kontakt zwischen edlem und unedlem Metall). Im Kontaktbereich ist der Angriff auf dem unedleren Metall erheblich stärker.

Tabelle 1.1 Erläuterungen zu Korrosionserscheinungen.

Korrosionsgrad (KG)	Bedeutung
0	blank
1	wenige Rostpunkte
2	Rostflecken, lokal geringer Materialabtrag
3	vollständig rostig, geringer Materialabtrag (maximal Rippung abkorrodiert)
4	Querschnittsverminderungen; Lochfrass (Angabe der Dickenminderung in mm oder % des ursprünglichen Gesamtquerschnittes)

Tabelle 1.2 Beurteilung des Korrosionszustandes von Bewehrungsstählen gemäss Merkblatt SIA 2006 [SIA 1993]. Definition der Korrosionsgrade.

Bauwerksbezogene Definitionen

Begriff	Erläuterungen
Dauerhaftigkeit (durability)	Erfüllung der Anforderungen an Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit im Rahmen der vorgesehenen Nutzung und der vorhersehbaren Einwirkungen, ohne unvorhergesehenen Aufwand für Instandhaltung und Instandsetzung.
Grenzzustand (limit state)	Zustand, bei dessen Erreichen die Anforderungen an die Tragsicherheit bzw. Gebrauchstauglichkeit gerade noch erfüllt sind.
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (serviceability limit state)	Zustand beim Erreichen einer Gebrauchsgrenze.
Grenzzustand der Tragsicherheit (ultimate limit state)	Zustand an der Grenze der Tragsicherheit

Tabelle 1.3 Definition von bauwerksbezogenen Begriffen gemäss Norm SIA 260 [SIA 2003a].

2 Korrosion der Bewehrung bei Stahlbetonbauten

2.1 Einleitung

Die Korrosion der Bewehrung ist heute die häufigste Ursache von Schäden an Stahlbetonbauten. Ausgelöst wird die Korrosion durch die Karbonatisierung des Betons oder durch eingedrungene Chloride (**Bild 2.1**).

Die Grundlagen der Korrosion der Bewehrung sind in vielen Publikationen eingehend behandelt worden (z.B. [Hunkeler 1994, 1998b, 2005]. Da dies nicht Gegenstand dieser Arbeit ist, soll hier nicht weiter darauf eingegangen werden.

Grundsätzlich muss zwischen der Initiierungsphase und der Korrosionsphase unterschieden werden (**Bild 2.2**). In den beiden Phasen sind unterschiedliche Faktoren wichtig.

Es fällt auf, dass in der Vergangenheit die Schädigung der Bewehrung durch Korrosionsangriffe sehr viel intensiver untersucht wurde als die Schädigung des Betons als Folge der Bewehrungskorrosion. Dabei stellen z.B. Abplatzungen einen recht häufigen Mangel dar (**Bild 2.3**). Auch Risse im Beton sind sehr häufig. Sie können einen Vorläufer von Abplatzungen sein oder durch andere Ursachen bedingt sein (**Tabelle 2.1**). Gemäss englischen Untersuchungen sind Risse und Abplatzungen für mehr als 60% der Schäden an Brücken verantwortliche [Daly 1999].

Japanische Untersuchungen zeigen, dass die chloridinduzierte Korrosion mit einem Anteil von 66% den überwiegenden Anteil von Abplatzungen an Brücken verursacht [Mutsuyoshi 2001, Gaal 2003].

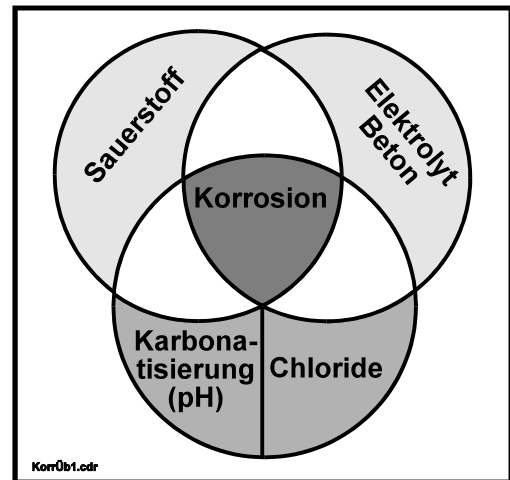


Bild 2.1:
Voraussetzungen für Korrosion [Hunkeler 1994, 1998b, 2005].

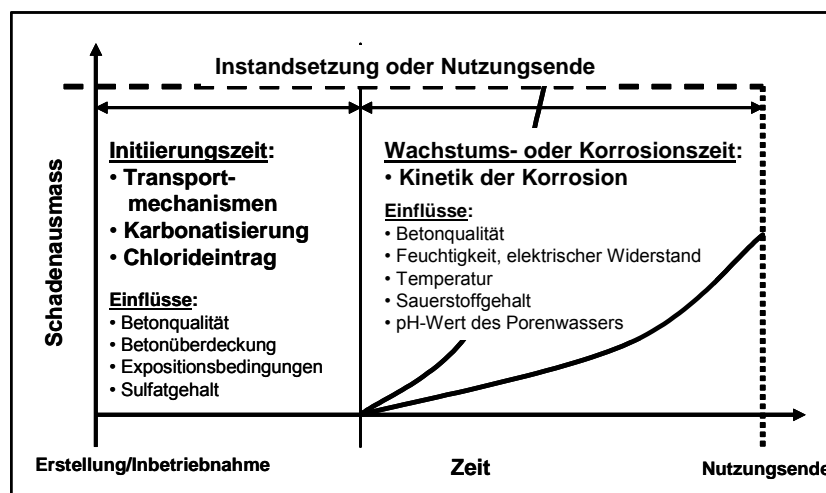


Bild 2.2:
Zeitliche Entwicklung des Schadensausmasses. Die Initiierungsphase wird stark durch die Betonqualität und die Überdeckung der Bewehrung beeinflusst. Die Korrosionsphase demgegenüber ist wesentlich vom elektrischen Betonwiderstand geprägt. Dieser ist seinerseits stark von der Betonfeuchtigkeit und Betontemperatur abhängig [Hunkeler 2005a].

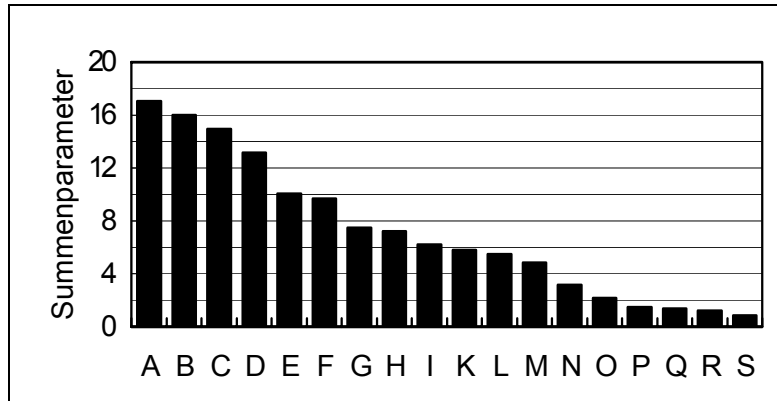


Bild 2.3

Häufigkeit verschiedener Schadensarten an Stahlbetonbauteilen von über 90 Brücken [Hunkeler 1995]. Daten aus [Ladner 1994].

- | | | |
|---------------------------|--------------------------------------|--------------------------------|
| A Risse <0.3 mm | G Risse >0.3 mm | N Starke Verschmutzung |
| B Kiesnester | H Kalkausscheidungen | O Angerostete Ankerköpfe |
| C Abplatzungen | I Beton bis Bewehrung karbonatisiert | P Korrodierte Stahlbauteile |
| D Rostige Bewehrung | K Hoher Chloridgehalt | Q Risse in Steinen |
| E Betondeckung ungenügend | L Rostflecken | R Oberflächenschäden |
| F Nassstellen | M Undichte Fugen | S Schadhafte Verbindungsmittel |

Rissursache	Merkmale der Rissbildung	förderliche Umstände	Abhilfemassnahmen
Hydratationswärme	Trenn- und Biegerisse	„massige Bauteile“	Zemente mit niedriger Hydratationswärme, Vermeidung rascher Abkühlung, Bewehrung zur Rissbegrenzung
Schwinden	Oberflächenrisse (Frühschwinden), Trennrisse und Biegerisse (Trocknungsschwinden)	frühe und starke Austrocknung	Begrenzung der Austrocknung (Nachbehandlung), Vermeidung zu fetten Betons, Bewehrung zur Rissbegrenzung
Temperatur	Trenn- und Biegerisse	Temperaturänderung, Temperaturdifferenz	Dehnfugen, Bewehrung zur Rissbegrenzung, Aufbringen einer Vorspannung
äussere (direkte) Lasten	Haar-, Biege-, Trenn- und Schubrisse	nutzungsbedingt	Rissbegrenzung durch niedrige Stahlspannungen <ul style="list-style-type: none"> • niedrige Betondeckungen • dünne Stahldurchmesser • hoher Bewehrungsgrad • gute Stahlverbundeigenschaften

Tabelle 2.1: Rissursachen in Betonbauteilen (ohne Berücksichtigung der Bewehrungs- und Betonkorrosion) [Nürnberger 1995].

2.2 Korrosionsgeschwindigkeit

2.2.1 Allgemeines

Die Geschwindigkeit der Bewehrungskorrosion ist neben diversen Faktoren [Hunkeler 2005a] ganz wesentlich von der Art des Angriffs abhängig (**Bild 2.4**). Bei der Korrosion infolge Karbonatisierung des Betons stellen sich eher ganzflächige Angriffe ein (**Bild 2.5**). Bei der chloridinduzierten Korrosion hingegen ist Lochfrass oder Lochkorrosion die Regel. Die Wirkung des sich einstellenden Makroelementes ist dabei unterschiedlich (**Bild 2.4**).

Die Korrosionsgeschwindigkeit eines Metalls wird entweder als Massenverlust pro Flächen- und Zeiteinheit, als Dickenminderung pro Zeiteinheit oder als Stromdichte pro Flächeneinheit angegeben. Für Eisen und Stahl gilt:

$$1 \text{ mA/cm}^2 \cong 11.6 \text{ mm/Jahr} \cong 250 \text{ g/m}^2 \text{ Tag}$$

$$1 \text{ } \mu\text{A/cm}^2 \cong 11.6 \text{ } \mu\text{m/Jahr} \cong 0.25 \text{ g/m}^2 \text{ Tag}$$

Gleichung 2.1a
Gleichung 2.1b

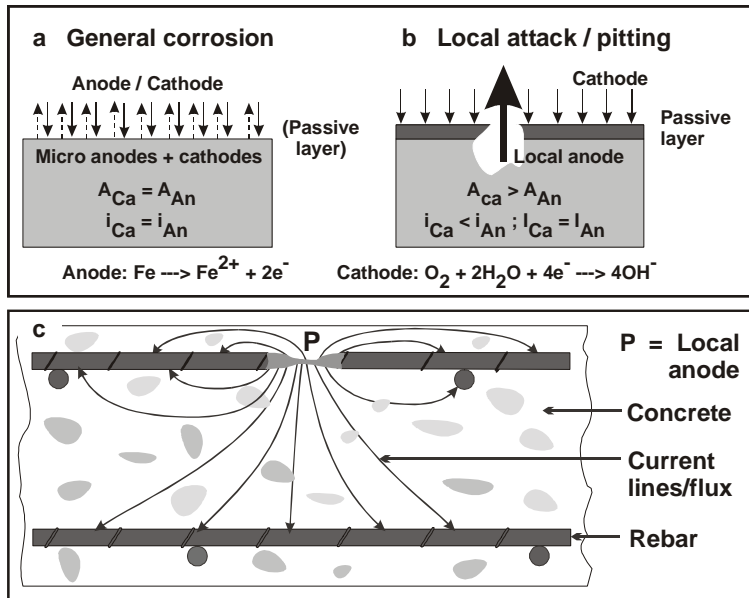


Bild 2.4

Korrosion von Stahl im Beton [Hunkeler 2005a]:

- a) Gleichmässige (flächige) Korrosion
- b) Lochfrass (lokaler Angriff)
- c) Makroelementkorrosion im Beton.



a)



b)



c)

Bild 2.5:

- a) Grossflächige Abplatzungen bei einem Brückenträger infolge Bewehrungskorrosion wegen karbonatisiertem und chloridhaltigem Beton [Hunkeler 2005a].
- b) Lochfrass an Bewehrungsstählen.
- c) Abplatzungen an einer Fassade infolge Bewehrungskorrosion wegen karbonatisiertem Beton.

2.2.2 Einflüsse auf die Korrosionsgeschwindigkeit

Bei der Korrosionsgeschwindigkeit spielen der elektrische Widerstand (Kehrwert der Leitfähigkeit), die Betonfeuchtigkeit und die Temperatur des Betons eine wichtige Rolle. Der starke Einfluss der Luft- bzw. Betonfeuchtigkeit und des elektrischen Betonwiderstandes gehen aus den **Bildern 2.6 und 2.7** hervor. Der Chloridgehalt des Betons ist bei der Initiierung wichtig, auf die Korrosionsgeschwindigkeit hat er aber nur einen untergeordneten Einfluss.

Für die Modellierung wurde z.B. von [DuraCrete 1998] für die Korrosionsgeschwindigkeit von Stahl im gesunden Beton ein Wert von <0.0011 mm/Jahr ($<0.1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$), im Übrigen ein von der Exposition abhängiger Wert angenommen (**Tabelle 2.2**). Die in [Bertolini 2004] angegebenen Grenzen sind in **Bild 2.8** dargestellt. Ähnliche Zahlenwerte sind auch in [Rilem 1996] zu finden. Offensichtlich ist, dass die Korrosionsgeschwindigkeiten bei der chloridinduzierten Korrosion grösser sind als bei der Korrosion infolge von karbonatisiertem Beton.

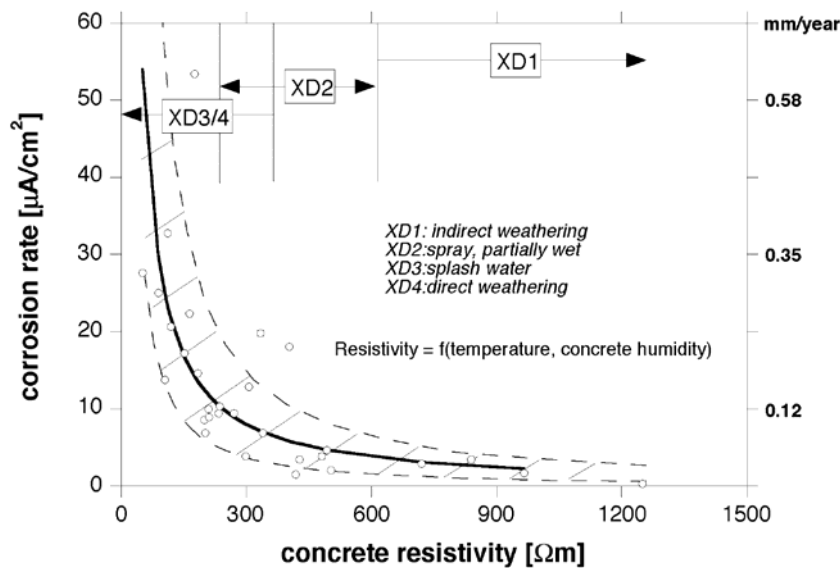


Bild 2.6

Korrosionsgeschwindigkeit bzw. Abtragsrate in Abhängigkeit vom spezifischen elektrischen Betonwiderstand. Ergebnisse des Online-Monitorings verschiedener Brückenteile und Galeriestütze [Schiegg 2002].

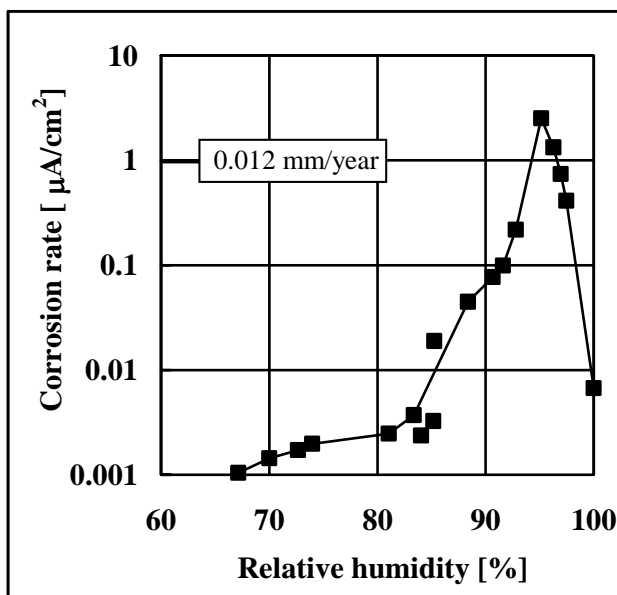


Bild 2.7

Korrosionsgeschwindigkeit in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchtigkeit bei karbonatisiertem Beton [Hunkeler 1994, 2005].

Expositionsklasse		Korrosionsgeschwindigkeit, $\mu\text{m}/\text{Jahr}$		Nasszeit (Mittelwert)
		Mittelwert	Standardabw.	
Korrosion infolge Karbonatisierung				
XC1	trocken	0		
XC2	nass, selten trocken	4	3	1
XC3	mässige Feuchte (unbewittert)	2	1	0.5
XC4	wechselnd nass und trocken	5	3	0.75
Chloridinduzierte Korrosion				
XD1	nass, selten trocken	4	3	1
XD2	wechselnd nass und trocken	30	20	0.75
XS1	salzhaltige Luft	30	20	0.5
XS2	ständig unter Wasser	Korrosion ist nicht zu erwarten, ausgenommen bei schlechtem Beton und/oder ungenügender Überdeckung		
XS3	Tidebereich	70	40	1

Tabelle 2.2: Abtragsraten bei der Bewehrungskorrosion in Abhängigkeit von der Expositionsklasse [DuraCrete 1998].

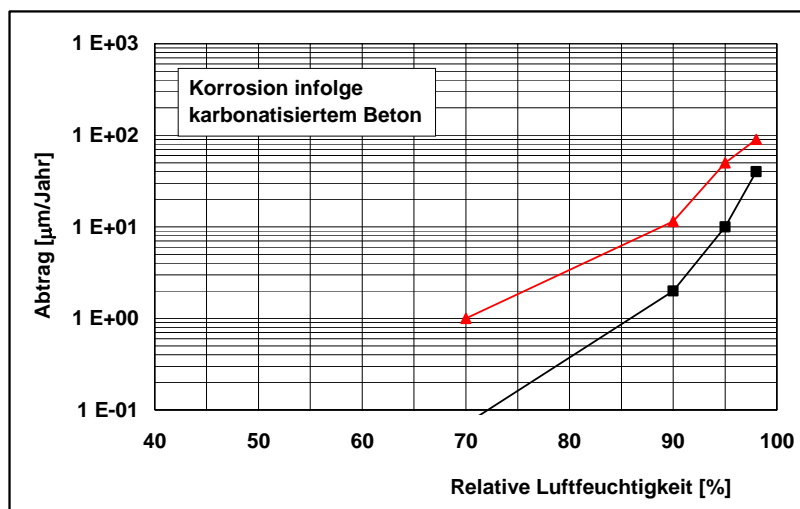
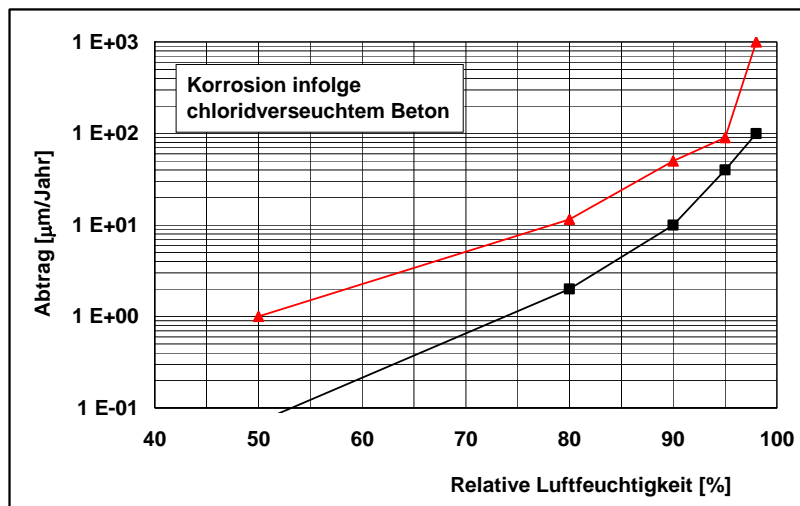


Bild 2.8

Obere und untere Grenze der Korrosionsrate in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchtigkeit im chloridverseuchten (oben) und karbonatisierten Beton (unten) [Bertolini 2004].

2.2.3 Ermittlung der Korrosionsgeschwindigkeit

In der Praxis gibt es nicht sehr viele Möglichkeiten, die Korrosionsgeschwindigkeit der Bewehrung zu bestimmen. Häufig wird in Laborversuchen wie auch bei Untersuchungen an realen Bauten aus dem festgestellten Abtrag bzw. Querschnittsverlust und dem Alter der Probe oder des Bauwerks ein Mittelwert für die Abtragsrate berechnet [Hunkeler 1994, 1998b]. Dabei besteht die Gefahr, dass die Geschwindigkeit unterschätzt wird, da die Initiierungsphase nicht oder nur ungenau berücksichtigt bzw. abgeschätzt werden kann. Zudem ist dieses Verfahren nicht zerstörungsfrei. Die **Bilder 2.9 und 2.10** zeigen einige auf diesem Wege ermittelte Resultate.

Das Online-Monitoring, wie dies z.B. von Schiegg [Schiegg 2002] angewendet wurde, liefert genauere Angaben, setzt aber eine entsprechende Instrumentierung der Bauteile voraus und ist daher eher aufwändig (**Bild 2.11**). Es erlaubt aber, die Korrosionsgeschwindigkeit über die Zeit zu verfolgen.

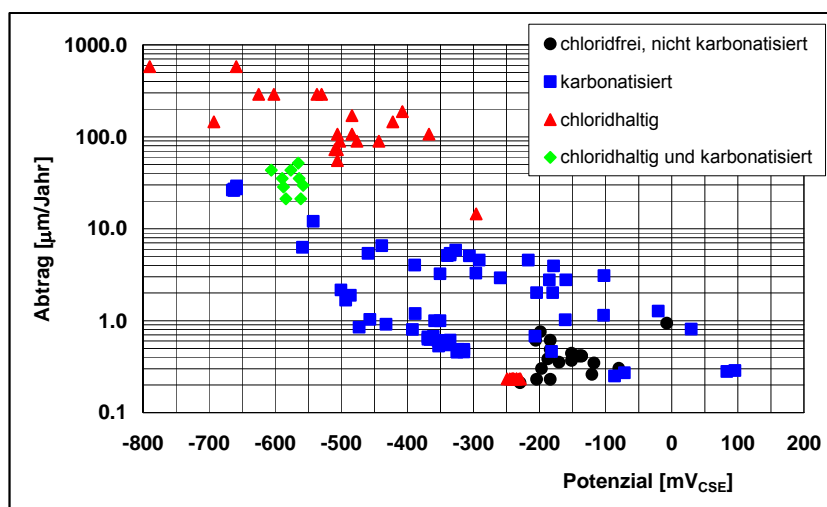


Bild 2.9:

Zusammenhang zwischen Abtrag und Potenzial bei der chloridinduzierten Korrosion und bei der Korrosion infolge Karbonatisierung des Betons oder Mörtels (Ergebnisse aus Laborversuchen) [Hunkeler 1994].

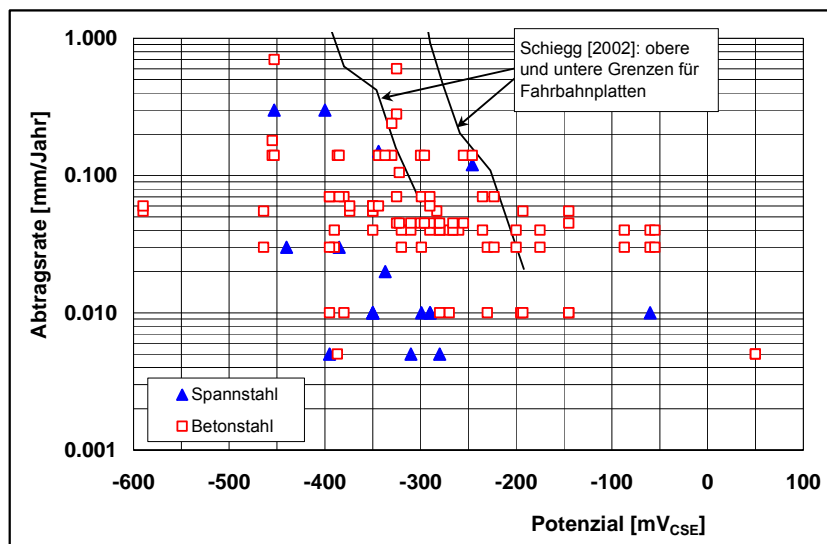


Bild 2.10:

Abtrag der Bewehrung in chloridhaltigem und karbonatisiertem Beton von Trägern einer Brücke in Abhängigkeit vom Potenzial [Hunkeler 2005a,b]. Der Abtrag wurde aus den Querschnittsverlusten berechnet. Die eingezeichneten Linien zeigen die obere und untere Grenze, wie sie bei der Langzeitüberwachung von Fahrbahnplatten bei Schweizer Brücken und anderen exponierten Bauteilen gefunden wurden [Schiegg 2002].

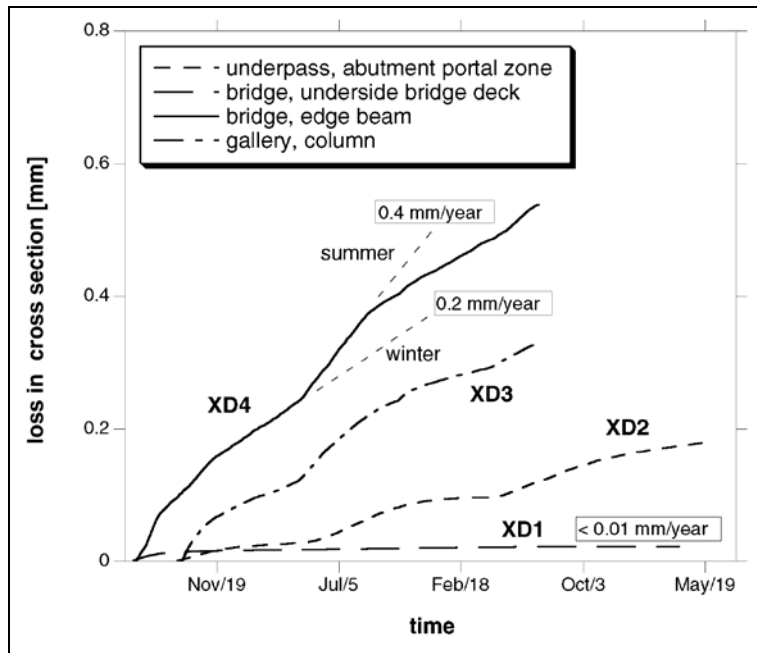


Bild 2.11:

Ergebnisse des Online-Monitoring, d.h. Gewichtsverlust über die Zeit bei verschiedenen Stahlbetonbauteilen in der Schweiz [Schiegg 2002].

Neben den erwähnten Möglichkeiten kann die Korrosionsgeschwindigkeit i_{Korr} zerstörungsfrei von der Oberfläche her mit elektrochemischen Methoden bestimmt werden, wobei die Messgröße der Polarisationswiderstand R_p ist, d.h. das Verhältnis der Spannungsänderung zur Stromänderung.

$$R_p = \Delta E / \Delta I \quad [\Omega]$$

Gleichung 2.2

Der Polarisationswiderstand stellt die reziproke Steigung der Summenstrom-Spannungskurve dar. Dabei interessiert meistens der Wert in der Nähe des Korrosionspotenzials. **Bild 2.12** zeigt schematisch die Messanordnung.

Der Polarisationswiderstand R_p kann mit den folgenden elektrochemischen Methoden ermittelt werden [Hunkeler 1998a] (**Tabelle 2.3, Bild 2.12**):

- Lineare potentiostatische Polarisation (LPR):
Bei dieser "klassischen" Methode wird dem Bewehrungsstahl im Beton von aussen über die Gegenelektrode ein konstantes Potenzial aufgeprägt. Der daraus resultierende Strom wird, wenn er stationär ist, d.h., wenn er sich nur noch unwesentlich ändert, gemessen.
- Impedanzmessung (EIS):
Bei dieser Methode wird dem Bewehrungsstahl eine kleine Wechselspannung aufgeprägt und der sich einstellende, frequenzabhängige Strom gemessen. Die Frequenz der Wechselspannung wird in einem weiten Bereich variiert. Bei hohen Frequenzen wird der ohmsche Widerstand, bei niedrigen Frequenzen bzw. durch Extrapolation auf die Frequenz 0 der Polarisationswiderstand ermittelt.
- Galvanostatische Pulsmessung (GPM):
Dem Bewehrungsstahl wird für einige Sekunden ein kleiner, konstanter Strom aufgeprägt und das sich einstellende Potenzial über die Zeit gemessen. Aus der Extrapolation des Kurvenverlaufes kann der Polarisationswiderstand errechnet werden.

Merkmal, Kennwert	3LP ¹⁾	NSC ²⁾	Gecor6 ³⁾	GPM ⁴⁾
Entwickler / Hersteller	Corrosion Meter, K.C. Clear, USA	Nippon Steel Corporation, Japan	Geocisa AG, Spanien	IBWK, ETH Zürich
Prinzip	Lineare potentiostat. Polarisation	Impedanzmessung (0.02/1300 Hz)	Lineare potentiostat. Polarisation	Galvanostatischer Puls
Korrosionspotenzial	+	+	+	+
Ohmscher Widerstand	o	+	+	+
Polarisationswiderstand	+	+	+	+
Guard Ring	o	+	+	o
Innere Gegenelektrode	170 mm	30 mm	80 mm	140 mm
Referenzelektrode	CuSO ₄	AgCl	CuSO ₄	CuSO ₄
Messzeit (ohne Vorbereitung)	10-20 min	1-2 min	5-7 min	10-20 s
Kommerziell erhältlich	+	+	+	o

1) Corrosion Meter, K.C. Clear, USA

2) Nippon Steel Corporation, Japan

3) Geocisa AG, Spanien

4) IBWK, ETH Zürich

Tabelle 2.3: Übersicht über die Methoden zur Bestimmung der Korrosionsgeschwindigkeit [Hunkeler 1998a].

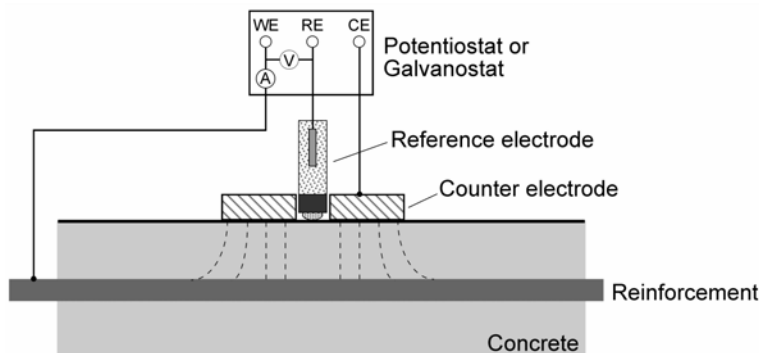


Bild 2.12:

Schematische Darstellung der Messeinrichtung zur elektrochemischen Bestimmung der Korrosionsgeschwindigkeit [Hunkeler 1998a].

Der experimentell gemessene Polarisationswiderstand R_p ist flächenabhängig. Um eine quantitative Aussage über die Korrosionsgeschwindigkeit der Bewehrung machen zu können, müssen die R_p -Werte mit der bei der Messung erfassten Stahloberfläche multipliziert werden. Wie gross diese Fläche ist, hängt von mehreren Faktoren ab:

- Korrosionszustand der Bewehrung
- spezifischer Betonwiderstand (Betonfeuchtigkeit)
- Anordnung der Bewehrung (Durchmesser, gegenseitiger Abstand)
- Überdeckung der Bewehrung
- Grösse der Gegenelektrode.

Aus dem flächenbezogenen Wert für R_p [Ωm^2 bzw. Ωcm^2] kann die Korrosionsgeschwindigkeit gemäss der **Gleichung 2.3** berechnet werden.

$$i_{Korr} = \frac{B}{R_p}$$

Gleichung 2.3

Dabei ist B eine vom Korrosionssystem abhängige Konstante, die unter anderem von der Kinetik der anodischen und kathodischen Reaktion beeinflusst wird. Die Berechnung der Korrosi-

ongeschwindigkeit aus dem Polarisationswiderstand setzt damit nicht nur die Kenntnis des Wertes für B voraus, sondern, wie oben bereits erläutert, auch die Fläche des Bewehrungsstabes, auf die der Strom bzw. der Polarisationswiderstand zu beziehen ist. Ist diese Voraussetzung erfüllt, so ergeben sich die in der **Tabelle 2.4** gezeigten Äquivalente.

Polarisationswiderstand, $k\Omega cm^2$	Korrosionsstromdichte, $\mu A/cm^2$	Gewichtsverlust, g/m^2d	Querschnittsverlust, $\mu m/Jahr$
>1'000	<0.03	<0.01	<0.4
250 - 300	0.1	0.025	1.2
25 - 30	1	0.25	11.6
2 - 3	10	2.5	116
0.2 - 0.3	100	25	1160

Tabelle 2.4: Äquivalente Werte des Polarisationswiderstandes, der Korrosionsstromdichte, des Gewichtsverlustes und des Querschnittsverlustes für Eisen (Stahl).

Bei der Korrosionsgeschwindigkeit muss im Weiteren klar unterschieden werden zwischen

- Durchschnittswert über eine bestimmte Zeit
- Momentanwert bei einer bestimmten Zeit.

Der Momentanwert wird durch die aktuellen Angriffsbedingungen zur Zeit der Messung, insbesondere durch die Betonfeuchtigkeit und Temperatur, wesentlich beeinflusst (**Bild 2.11**).

Liu [Liu 1996a, 1996b, 1998] hat umfangreiche Labor- und Felduntersuchungen an chloridverseuchten Probekörpern (unterschiedliche Überdeckungen, Chloridgehalte, Durchmesser der Bewehrung und Abstände zwischen den Bewehrungsstäben) durchgeführt, um u.a. den zeitlichen Verlauf der Korrosionsgeschwindigkeit zu ermitteln (**Bild 2.13**). Dabei verwendete er zwei kommerziell erhältliche, zerstörungsfrei arbeitende Geräte: Lineare Polarisation (3LP) mit dem Gerät von K. Clear und Impedanzmessung mit dem Gecor-Gerät der Firma Geocisa. Am Ende der Versuche ermittelte er ergänzend den Gewichtsverlust an den Stäben. Lochkorrosion wurde vorab auf der Oberseite der Bewehrungsstäbe beobachtet (für die Berechnung wurde dann der Einfachheit halber trotzdem von einem gleichmässigen Abtrag ausgegangen). Die Resultate der Messung der Korrosionsgeschwindigkeit mit den beiden Methoden weichen stark voneinander ab (**Bild 2.14**): 3LP-Werte sind teilweise mehr als um den Faktor 10 höher als jene, die mit dem Gecor-Gerät gemessen wurden. Der effektive Massenverlust korreliert mit den 3LP-Werten besser als mit den Gecor-Werten. Es wird vermutet, dass mit der Gecor-Methode ein genauere Wert zum Zeitpunkt der Messung ermittelt wird, mit der 3LP-Messung hingegen eher ein Mittelwert.

Grosse Differenzen zwischen Massenverlust und den Werten aus den 3LP-Messungen fand auch [Law 2003]. Die 3LP-Werte waren teilweise sehr viel höher. Auch beim Vergleich der mit der 3LP-Methode und der galvanostatischen Pulsmessung ermittelten Korrosionsgeschwindigkeiten traten grössere Unterschiede auf, vorab bei kleineren Korrosionsgeschwindigkeiten [Elsener 1996].

In einer kürzlich publizierten Studie [Gepreags 2005] wurden die Ergebnisse von vergleichenden Labor- und Feldmessungen mit drei kommerziell erhältlichen Geräten zur Bestimmung der Korrosionsgeschwindigkeit (Gecor6 Corrosion Rate Meter von Geocisa, GalvaPulse von Germann Instruments, PR Monitor 4500 von Cortest Instrument Systems Inc.) dargestellt. Die gemessenen Korrosionsgeschwindigkeiten unterschieden sich im Mittel bis zu einem Faktor 14 (Einzelwerte bis Faktor 50).

Mit einer verbesserten Messtechnik erhielten Andrade et al. [Andrade 2005] eine deutlich bessere Übereinstimmung mit den gravimetrisch ermittelten Korrosionsverlusten (**Bild 2.15**). Schwierigkeiten bereiteten ein tiefer elektrischer Widerstand und der inhomogene Angriff beim Lochfrass. Der inhomogene Angriff wurde mit dem so genannten „Lochfrassfaktor“ („pitting factor“) zu kompensieren versucht. Zu ähnlichen Ergebnissen kam auch Tang [Tang 2005]. Da bei seinen Untersuchungen Lochkorrosion auftrat, schlug er vor, die gemessenen Korrosionsgeschwindigkeiten mit einem Lochfrassfaktor von 6 zu multiplizieren. Damit konnte die Übereinstimmung mit den Gewichtsverlustmessungen wesentlich verbessert werden.

Obwohl in den letzten Jahren grosse Fortschritte bei den elektrochemischen Methoden zu verzeichnen waren, sind diese auch heute noch nicht ausgereift genug, um auf breiter Basis in die Praxis eingesetzt zu werden.

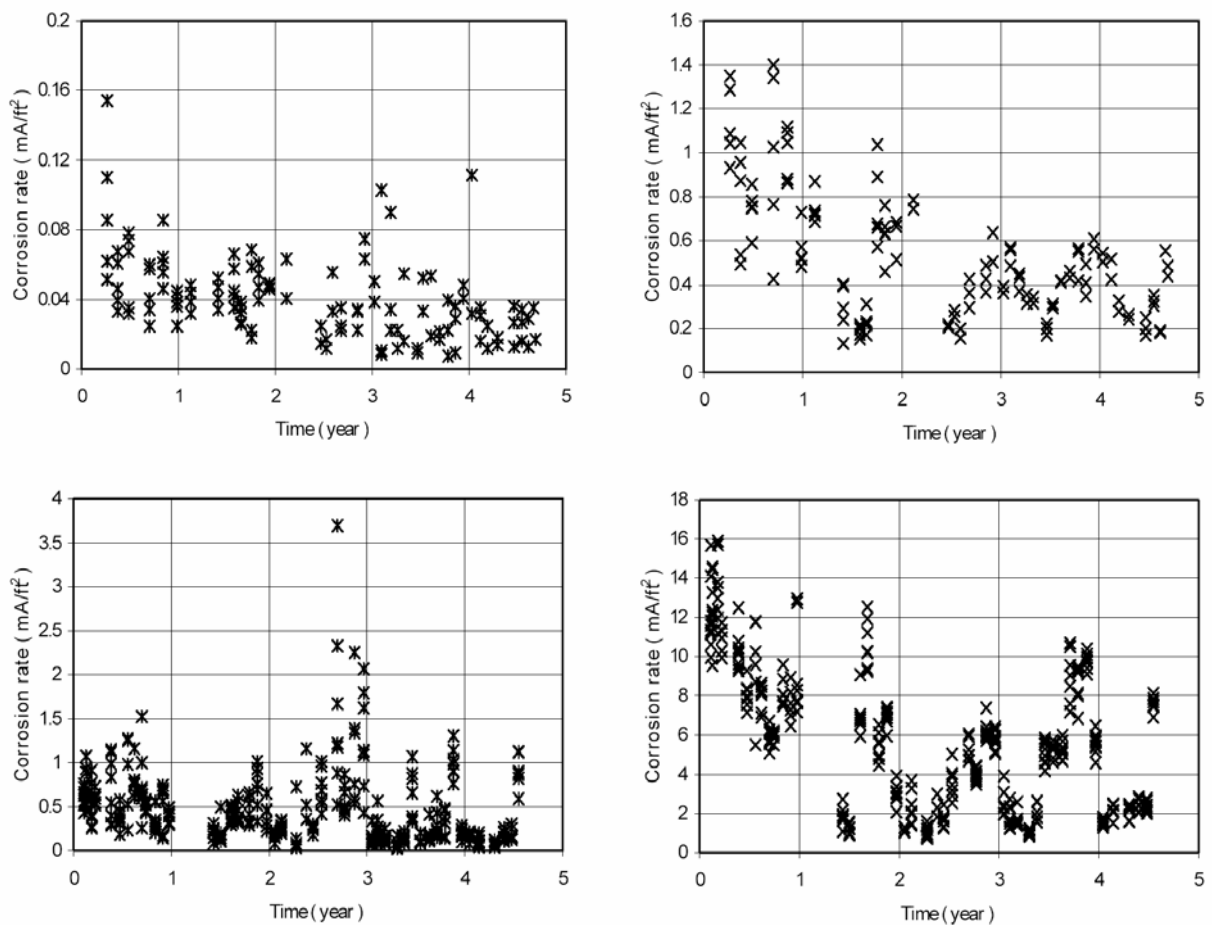


Bild 2.13: Zeitlicher Verlauf der Korrosionsgeschwindigkeit bei einem Feldversuch [Liu 1996a]. Überdeckung: 2 in. (25.4 mm x 2 = 5.1 cm). $1 \text{ mA/ft}^2 = 1.076 \mu\text{A/cm}^2$.

Links: Gecor-Gerät
Oben: ohne Chloride

Rechts: 3LP-Methode.
Unten: Chloridgehalt 5.69 kg/m^3

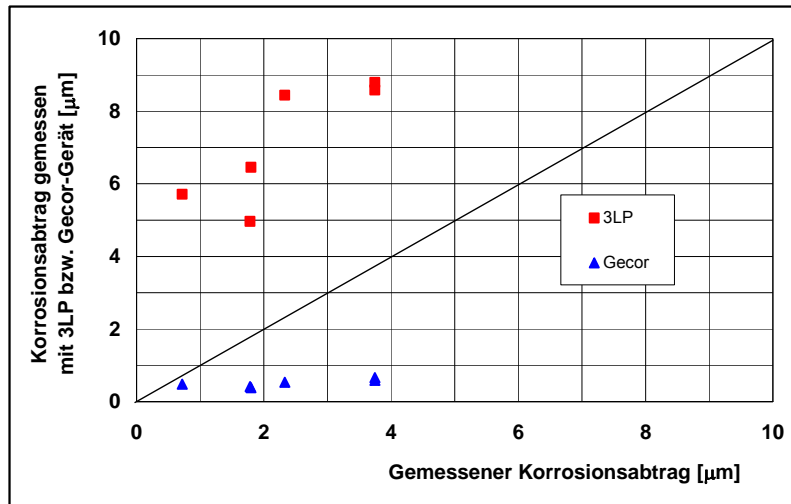
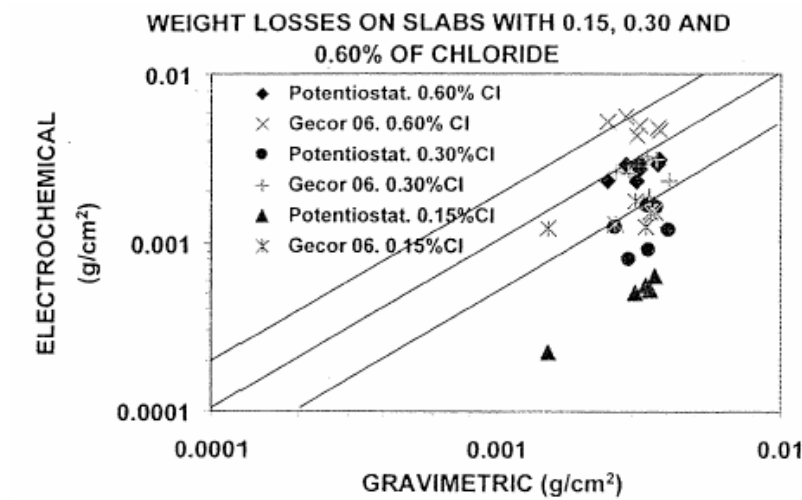
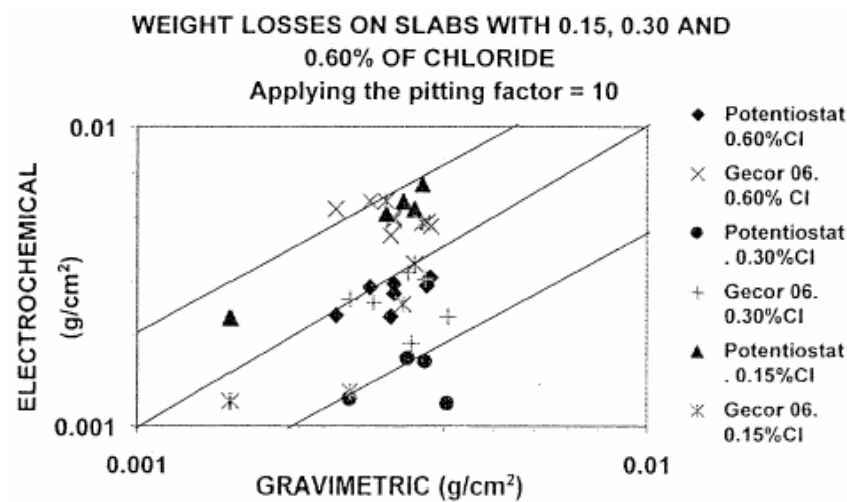


Bild 2.14:

Korrelation zwischen dem aus dem Gewichtsverlust und dem messtechnisch ermittelten Korrosionsabtrag. Daten von [Liu 1996a].



a)



b)

Bild 2.15:

Vergleich der elektrochemisch und gravimetrisch ermittelten Massenverluste [Andrade 2005].

a) ohne und b) mit Berücksichtigung des „Lochfrassfaktors“.

Chloridgehalte beziehen sich auf die Betonmasse.

Auf Grund von Messungen der Korrosionsgeschwindigkeit an realen Betonbauten in Europa und den USA wurde von [Rodriguez 1994] für die Klassifizierung des Korrosionszustandes der Bewehrung ein Vorschlag gemacht (**Tabelle 2.5**).

Korrosionsgeschwindigkeit, $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	Abtrag, $\mu\text{m}/\text{Jahr}$	Beurteilung des Korrosionszustandes der Bewehrung
0.1 bis 0.2	1 bis 2	passiver Zustand
0.2 bis 0.5	2 bis 6	geringer Korrosionsangriff
0.5 bis 1.0	6 bis 12	mittlerer Korrosionsangriff
>1.0	>12	starker Korrosionsangriff

Tabelle 2.5: Zuordnung von Korrosionsgeschwindigkeit und Abtrag zum Korrosionszustand der Bewehrung [Rodriguez 1994].

3 Auswirkungen der Bewehrungskorrosion

3.1 Übersicht

In **Bild 3.1** sind die Vorgänge während der Initiierungs- und Korrosionsphase gezeigt. In der Initiierungsphase wird die Passivschicht zerstört und die Korrosion beginnt. Wenn die Korrosion weiter fortschreitet bilden sich zunächst Risse im Überdeckungsбетон. Danach kommt es zu Abplatzungen. Die Auswirkungen der Korrosion bei Stahlbetonbauten gehen aus dem **Bild 3.2** hervor.

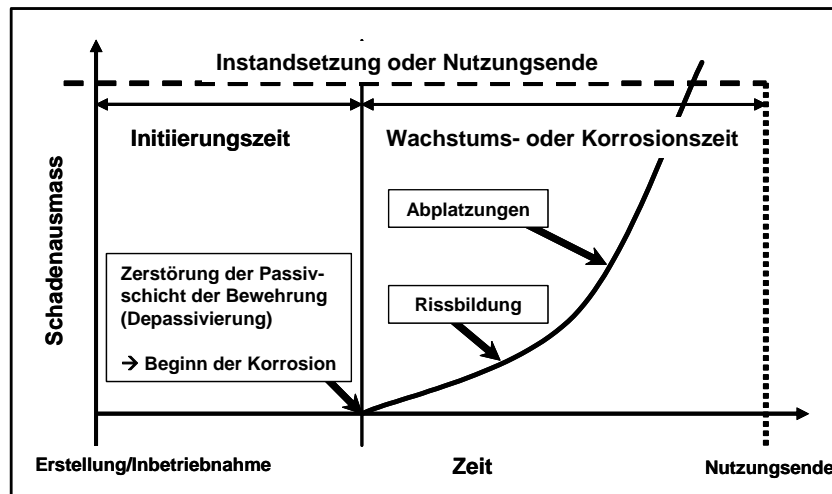


Bild 3.1:

Schadenentwicklung bei Stahlbetonbauten infolge Bewehrungskorrosion.

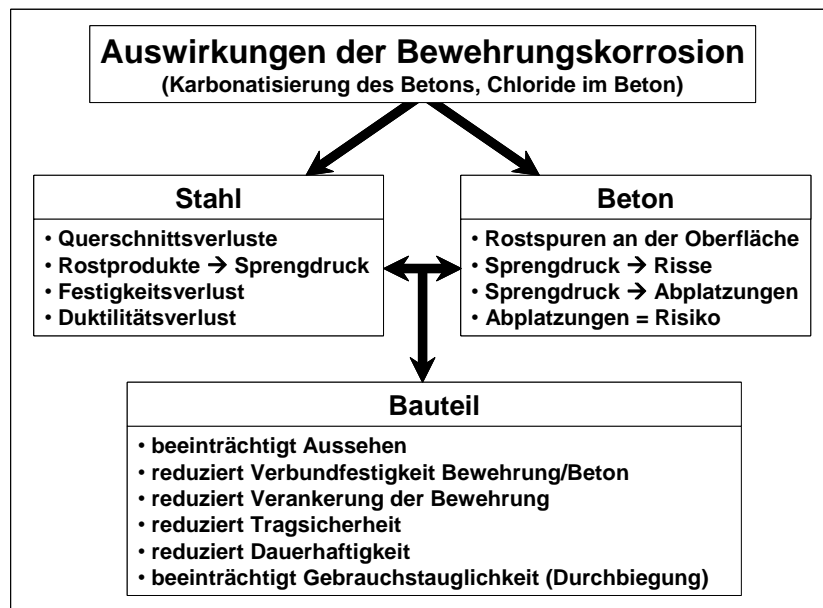


Bild 3.2:

Auswirkungen der Bewehrungskorrosion bei Stahlbetonbauten in Anlehnung an [fib 2000, Cairns 2005a].

3.2 Massen- und Querschnittverlust der Bewehrung

Zwischen Korrosionsstromdichte, Massen- bzw. Gewichtsverlust und Reduktion des Stabdurchmessers bestehen einfache Beziehungen. Aus dem Massenverlust kann gemäss **Gleichung 3.1** der verbleibende Restdurchmesser berechnet werden (**Bild 3.3**). Für einige Stabdurchmesser ist dieser Zusammenhang in **Bild 3.4** dargestellt.

$$d_{Korr} = d_0 - x_{Korr} = d_0 \sqrt{1 - \Delta m / 100} \quad \text{Gleichung 3.1}$$

Mit:

- d_{Korr} Restdurchmesser des korrodierten Bewehrungsstabes, %
- d_0 Ursprünglicher Durchmesser des nicht korrodierten Bewehrungsstabes, 100%
- x_{Korr} Korrosionsabtrag am Bewehrungsstab, %
- Δm Massen- bzw. Gewichtsverlust, %

Aus der Korrosionsgeschwindigkeit kann die Reduktion des Radius des Stabes gemäss **Gleichung 2.1** (für die Reduktion des Durchmessers ist das Ergebnis mit dem Faktor zwei zu multiplizieren) oder der Massenverlust gemäss **Gleichung 3.2** berechnet werden.

$$\Delta m = 4 \cdot \left(\frac{x_{Korr}}{d_0} \right) \cdot 100 = (0.046 \cdot \frac{i_{Korr}}{d_0} \cdot t) \cdot 100 \quad \text{Gleichung 3.2}$$

Mit:

- Δm Massen- bzw. Gewichtsverlust, %
- x_{Korr} Korrosionsabtrag am Bewehrungsstab, mm
- d_0 Ursprünglicher Durchmesser des (nicht korrodierten) Bewehrungsstabes, mm
- i_{Korr} Korrosionsstromdichte, $\mu\text{A}/\text{cm}^2$
- t Zeit, Jahre

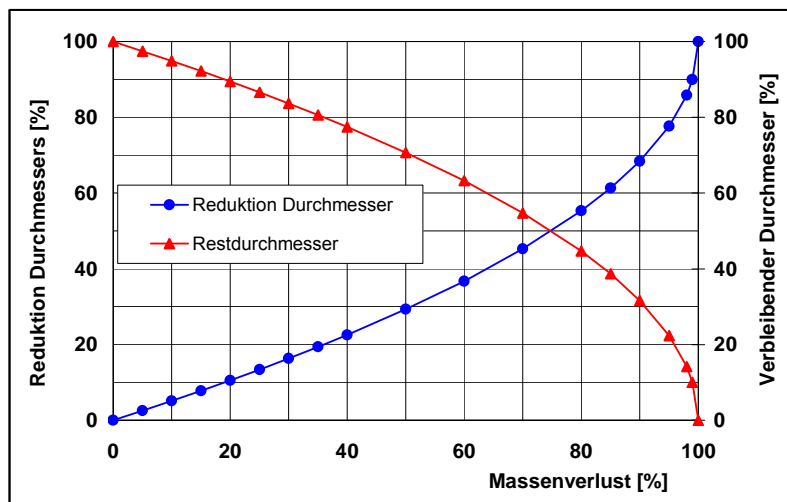
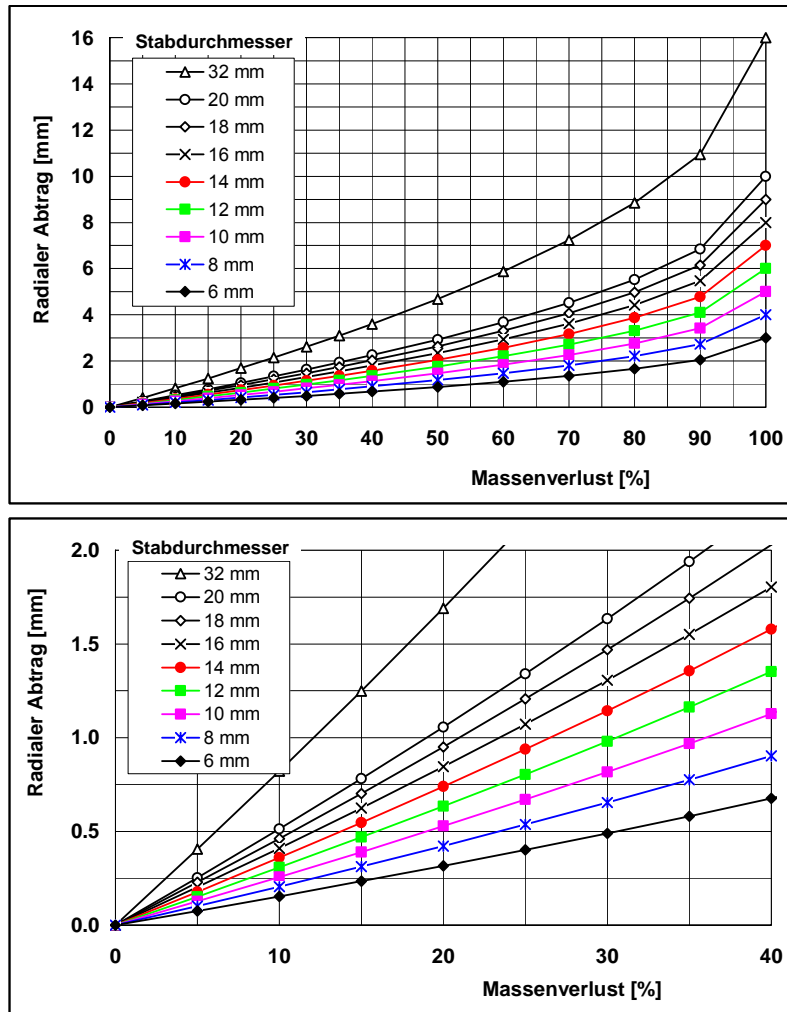


Bild 3.3:

Zusammenhang zwischen Restdurchmesser (bzw. Reduktion des Durchmessers) und Massenverlust bei einem gleichmässigen allseitigen Abtrag.

**Bild 3.4:**

Zusammenhang zwischen radialem Korrosionsabtrag und Massenverlust in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser. Unteres Bild: Ausschnitt aus oberem Bild.

3.3 Sprengdruck der Rostprodukte

Mit der Korrosion entstehen Korrosionsprodukte, die voluminöser sind bzw. ein geringeres spezifisches Gewicht haben als der Stahl (**Bild 3.5**). Die entstehenden Korrosionsprodukte führen daher mit der Zeit zu einem inneren Druckaufbau in der Grenzschicht Beton/Bewehrung mit anschließender Bildung von Rissen im Beton (**Kapitel 4.1 und 4.2**) und später von Betonabplatzungen über der Bewehrung (**Kapitel 4.3**).

Je nach Bedingungen, unter denen der Stahl korrodiert, entstehen unterschiedliche Rostmodifikationen (**Bild 3.5**). Dabei spielen die Verfügbarkeit von Sauerstoff, die Feuchtigkeit bzw. der Wassergehalt des Betons, die Anwesenheit von anderen Salzen und das für die Aufnahme der Rostprodukte verfügbare Porenvolumen des Betons eine wichtige Rolle. In der Gegenwart von Chloriden können sich Eisenchloride bilden, die weit beweglicher sind als Eisenhydroxide (Fe-OH-Verbindungen).

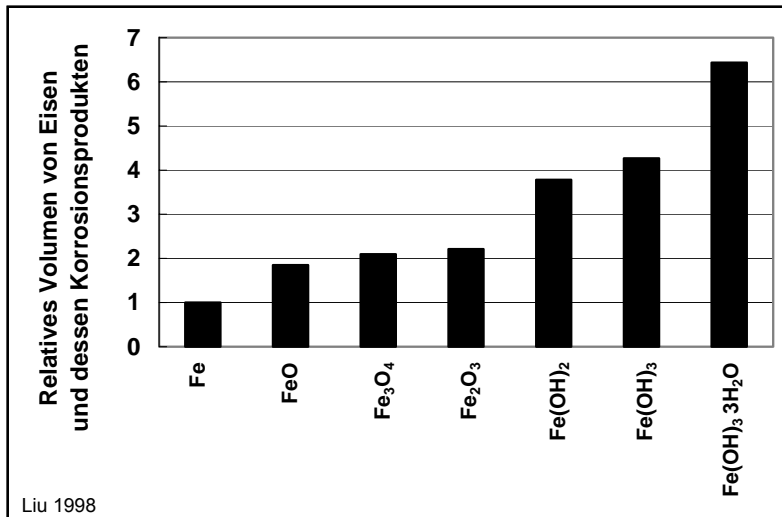


Bild 3.5:

Relatives Volumen von Eisen und dessen Korrosionsprodukten [Liu 1998].

4 Ergebnisse von Laboruntersuchungen

4.1 Rissbildung

Mit der Frage des kritischen Korrosionsabtrages, der gerade zur Rissbildung in der Überdeckung führt, haben sich seit den 1960er Jahren nur wenige Forschungsarbeiten beschäftigt (z.B. [Rilem 1965, Browne 1978, Scholz 1984, Treadaway 1989]). Seit Anfang der 1990er Jahre steigt die Anzahl der Arbeiten von Jahr zu Jahr an. Im Folgenden sollen die wichtigsten Resultate einiger Arbeiten vorgestellt werden.

Browne führte als einer der ersten Forscher Laboruntersuchungen zur korrosionsbedingten Rissbildung durch [Browne 1978]. An Probenkörpern, die mit Salzwasser beaufschlagt wurden, stellte er fest, dass Luftporen im Beton die Rissbildung deutlich verzögern. Verzinkte Stähle verhielten sich schlechter als normale Betonstähle, d.h. sie führten schneller zu Rissen im Beton als normale Betonstähle.

Laborversuche mit verschiedenen Überdeckungen und Stabdurchmessern sowie einem unterschiedlichen Verhältnis Überdeckung/Durchmesser Bewehrung wurden in den 1980er Jahren von Scholz durchgeführt [Scholz 1984]. Bei vollständig karbonatisiertem Beton stellte er Rissbildung fest, auch wenn die Bewehrung 30 mm überdeckt war. Er wies als einer der ersten Forscher auf die Bedeutung des Verhältnisses Überdeckung/Durchmesser Bewehrung hin. Er stellte weiter fest, dass bei der Eckbewehrung der Durchmesser einen deutlichen geringeren Einfluss hat im Vergleich zu mittig angeordneten Bewehrungsstäben.

In einer viel beachteten Arbeit führten Andrade et al. [Andrade 1993] Untersuchungen zur Rissbildung und Rissaufweitung bei chloridhaltigen Laborprüfkörpern unter galvanostatischen Bedingungen durch. Die Prüfkörper enthielten einen Stahlstab in Mittel- oder Ecklage. Wegen des hohen Chloridgehaltes der Probekörper stellte sich ein mehr oder weniger ganzflächiger Abtrag ein.

In **Bild 4.1** sind die Resultate aus verschiedenen Arbeiten dargestellt. Trotz der grossen Streuung, die u.a. auf die unterschiedlichen Geometrien und Belastungen der Proben zurückzuführen ist, ist die Tendenz erkennbar, dass der für die Rissbildung notwendige Abtrag mit zunehmendem Verhältnis Überdeckung/Durchmesser der Bewehrung zunimmt.

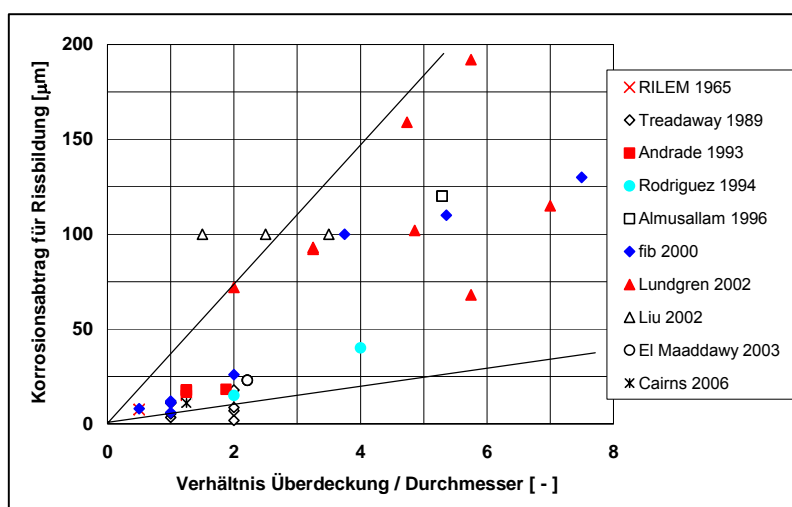


Bild 4.1:

Notwendiger Abtrag für die Rissbildung in Abhängigkeit vom Verhältnis Überdeckung/Durchmesser der Bewehrung.

Die bisher wohl umfangreichsten Untersuchungen zur Rissbildung wurden von Torres et al. durchgeführt [Torres 1999, 2000, 2001a, 2001b, 2002, 2003a, 2003b, 2003c, 2003d, 2003e, 2004]. Die meisten Resultate wurden mit galvanostatischen Versuchen an Probekörpern mit unterschiedlichen Abmessungen gewonnen. Im Zentrum der Arbeiten stand die Wirkung der lokalen Korrosion (**Bild 4.2**).

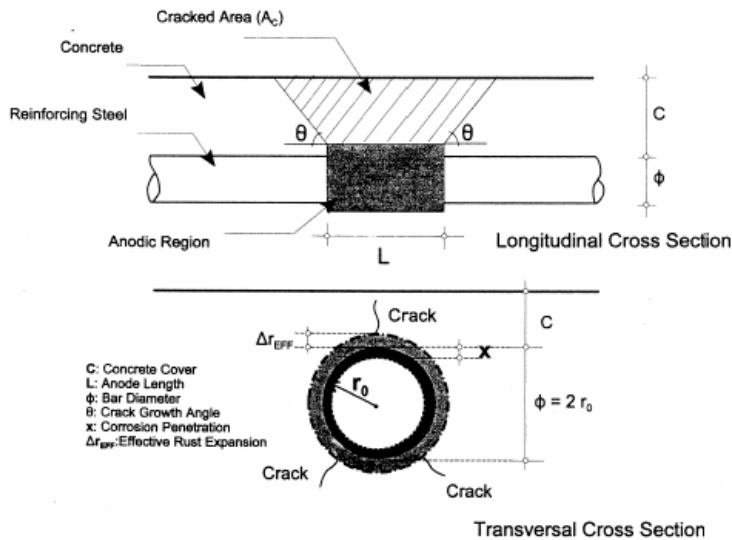


Bild 4.2:

Schematische Darstellung der Rissbildung bei lokaler Korrosion [Torres 1999].

Für die Abschätzung des kritischen Korrosionsabtrags für die Rissbildung berücksichtigten Torres et al. deshalb auch die korrodierende Länge des Bewehrungsstabes (**Gleichung 4.1**).

$$x_{crit} = \frac{\Delta W \cdot 10^{-3}}{\pi \cdot \phi \cdot L \cdot \rho_{Fe}} \quad \text{Gleichung 4.1}$$

Mit:

- x_{krit} kritischer Korrosionsabtrags für Rissbildung, mm
- ΔW Massenverlust, g
- ϕ Durchmesser des Bewehrungsstabes, mm
- L korrodierende Länge des Bewehrungsstabes (Länge der Anode), mm
- ρ_{Fe} Dichte des Stahls (7.86 g/cm³)

Eine Zusammenfassung der Resultate dieser Arbeiten ist in **Bild 4.3** gezeigt. Der Einfluss der Länge wurde basierend auf der Auswertung der in **Bild 4.4** gezeigten Resultate mit der empirischen **Gleichung 4.2** erfasst. Der Exponent in dieser Gleichung ist gerundet. In den älteren Publikationen wurde der ungerundete Wert angegeben.

$$x_{crit} \approx 0.011 \cdot \left(\frac{c}{\phi}\right) \cdot \left(\frac{c}{L} + 1\right)^{2.0} \quad \text{Gleichung 4.2}$$

Mit:

- c Überdeckung der Bewehrung, mm

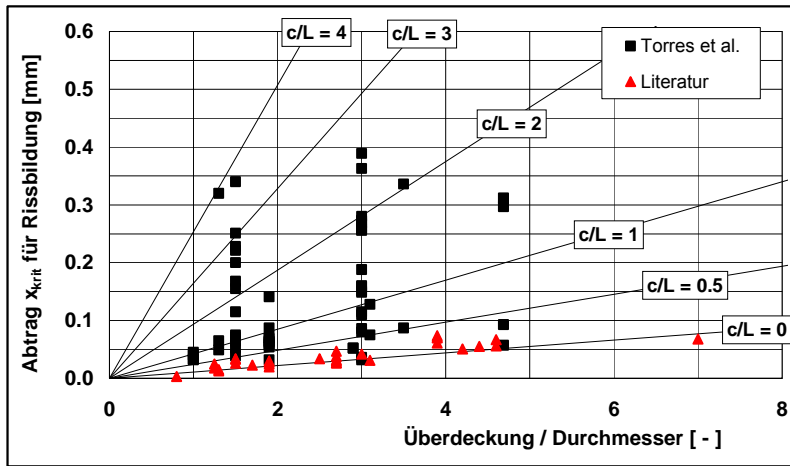


Bild 4.3:

Kritischer Korrosionsabtrag x_{krit} für Rissbildung in Abhängigkeit vom Verhältnis Betonüberdeckung zu Durchmesser der Bewehrung und vom Verhältnis Überdeckung c zu korrodierender Länge L . Daten aus [Torres 1999, 2003a, 2004].

Bei $c/L = 0$ findet ein gleichmässiger, bei $c/L > 0$ ein ungleichmässiger, d.h. lokaler Korrosionsangriff statt.

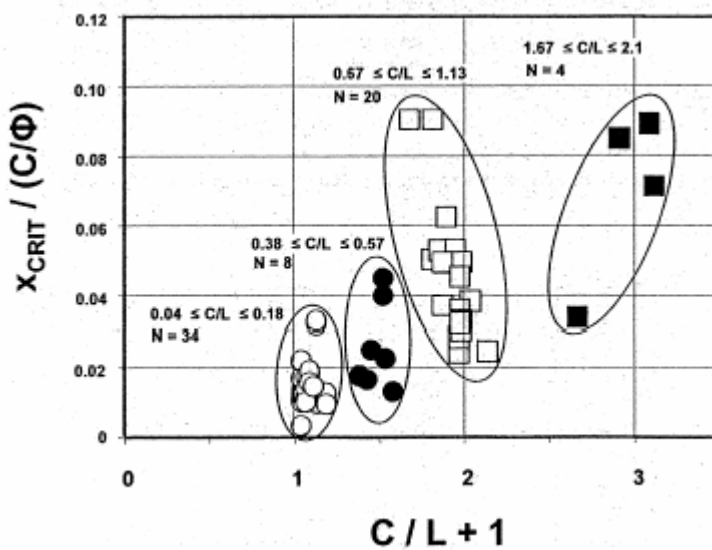
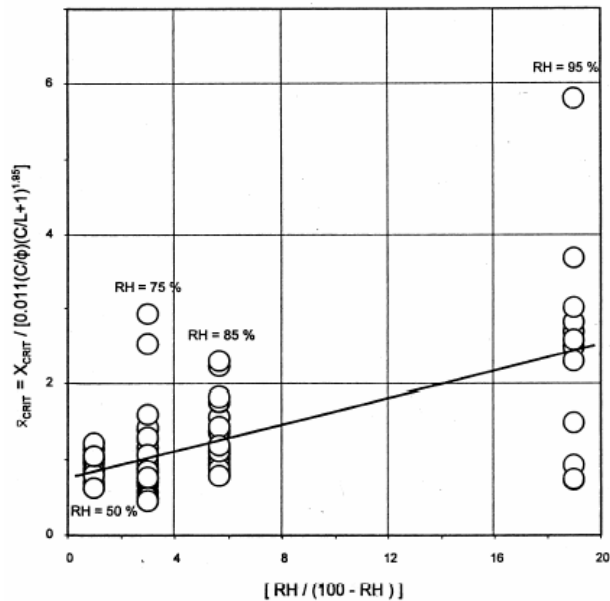


Bild 4.4:

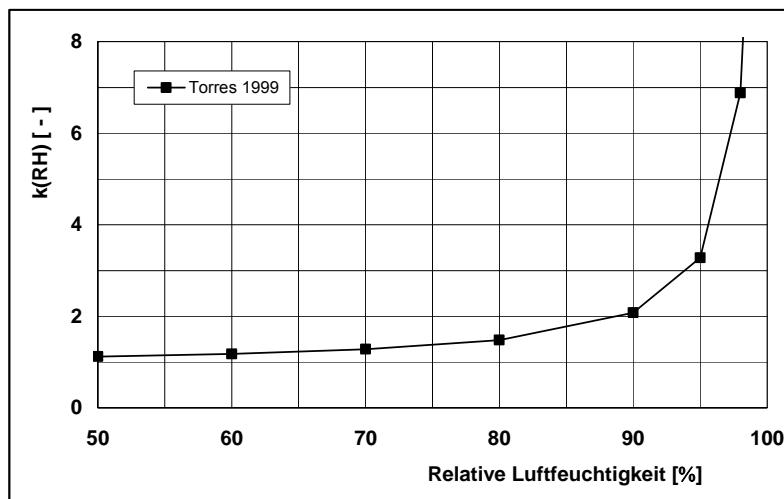
Kritischer Abtrag für Rissbildung, ausgedrückt als $x_{krit}/(c/\phi)$, in Abhängigkeit vom Verhältnis Überdeckung c zu korrodierender Länge L (c/L) [Torres 1999, 2004].

Gemäss den Untersuchungen von Torres [Torres 1999] hat die Betonfeuchtigkeit einen erheblichen Einfluss auf den für die Rissbildung kritischen Abtrag (**Bild 4.5**). Die Ursache dafür ist die wesentlich grössere Beweglichkeit der Ionen im feuchten im Vergleich zum trockenen Beton. Dieser Einfluss wird mit der **Gleichung 4.3** erfasst. Der Term für die Feuchtigkeit in dieser Gleichung $k(RH)$ ($[0.12 \cdot RH/100 - RH] + 1$) ist in **Bild 4.6** dargestellt. Daraus geht hervor, dass der kritische Abtrag bei einem Bauteil mit einer Feuchtigkeit von 98% etwa das 7-fache des Wertes bei 80% beträgt.

$$x_{crit} \approx 8.3^{-3} \cdot \left(\frac{c}{\phi}\right) \cdot \left(\frac{c}{L} + 1\right)^{1.95} \cdot \left(\frac{0.12 \cdot RH}{100 - RH} + 1\right) \tag{Gleichung 4.3}$$

**Bild 4.5:**

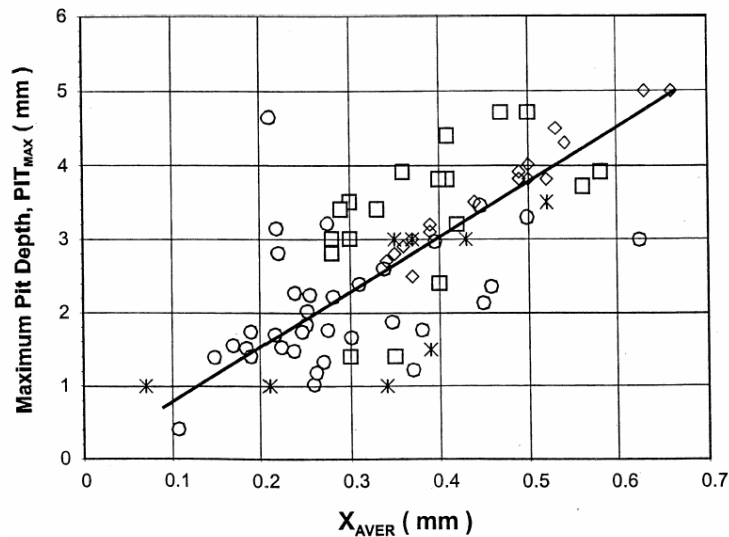
Zusammenhang zwischen kritischem Abtrag (siehe **Gleichung 4.3**) und der relativen Luftfeuchtigkeit RH [Torres 1999].

**Bild 4.6:**

Der Term für die Feuchtigkeit $k(RH)$ in **Gleichung 4.3** in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchtigkeit im Beton RH [Torres 1999].

Bei ihren Untersuchungen stellten Torres et al. (z.B. [Torres 2003 c]) fest, dass praktisch unter allen Umständen eine gewisse Lokalisierung des Korrosionsangriffs stattfindet. In Ihren Versuchen betrug die maximale Lochtiefe im Mittel etwa das 7-fache des mittleren Abtrags („Lochfrassfaktor“, „pitting factor“) (**Bild 4.7**).

Resultate zum Einfluss der Abtragsrate auf den für die Rissbildung kritischen Abtrag wurden in [Torres 1999] präsentiert. Im Gegensatz zu anderen Forschern fanden sie, dass der für die Rissbildung kritische Abtrag mit abnehmender galvanostatischer Stromdichte tendenziell größer wird. Allerdings war der Einfluss vergleichsweise gering.

**Bild 4.7:**

Zusammenhang zwischen maximaler Lochtiefe und mittlerem Abtrag X_{AVER} [Torres 2001b, Torres 2003c].

Bei den vorhergehend vorgestellten Untersuchungen führte die mehr oder weniger beschleunigte Korrosion an der Bewehrung zu Rissen in der Überdeckung. Im Gegensatz dazu benutzen Allan et al. [Allan 1992, 1995] eine ganz andere Technik. Sie verwendeten Probekörper, in die ein ausgebohrter (hohler) Bewehrungsstab mit einem seitlichen Loch eingebettet war. Mittels hydraulischem Druck, der auf den ausgebohrten Bewehrungsstab aufgebracht wurde, wurde der Beton über dem Loch im Stab bis zur Rissbildung belastet. Damit wollten sie den Sprengdruck bei lokalen Angriffen simulieren. Um Abplatzungen zu provozieren, waren, abhängig von der Betonzusammensetzung (z.B. Maximalkorn), Drücke von 10 bis fast 70 N/mm² nötig. Weiter wurde festgestellt, dass die grosse Streuung der Resultate teilweise auf Luftblasen an der Grenzschicht Stahl/Beton verursacht wurde. Ein Einfluss der Druckfestigkeit der drei untersuchten Betone konnten sie nicht erkennen.

Auch von Williamson et al. [Williamson 2000] wurde an Laborprüfkörpern der für die Rissbildung erforderliche hydraulische Druck bestimmt. In die Prüfkörper wurde ein Weich-PVC-Rohr eingeführt und aufgeblasen (Simulation eines gleichmässigen Angriffs). Einige typische Rissbilder sind in **Bild 4.8** gezeigt. Aus **Bild 4.9** geht der Zusammenhang zwischen dem für die Rissbildung notwendigen Druck in Abhängigkeit vom Verhältnis Überdeckung zum Rohrdurchmesser hervor. Für die rechnerische Abschätzung des kritischen Drucks wurde **Gleichung 4.4** benutzt.

$$P_{\max} = f_t \cdot \left(1 + \frac{2c}{2d}\right)^{0.85}$$

Gleichung 4.4

Mit:

- P_{\max} kritischer Druck für Rissbildung, N/mm²
- f_t Spaltzugfestigkeit, N/mm²
- c Überdeckung, mm
- d Durchmesser Bewehrungsstab, mm

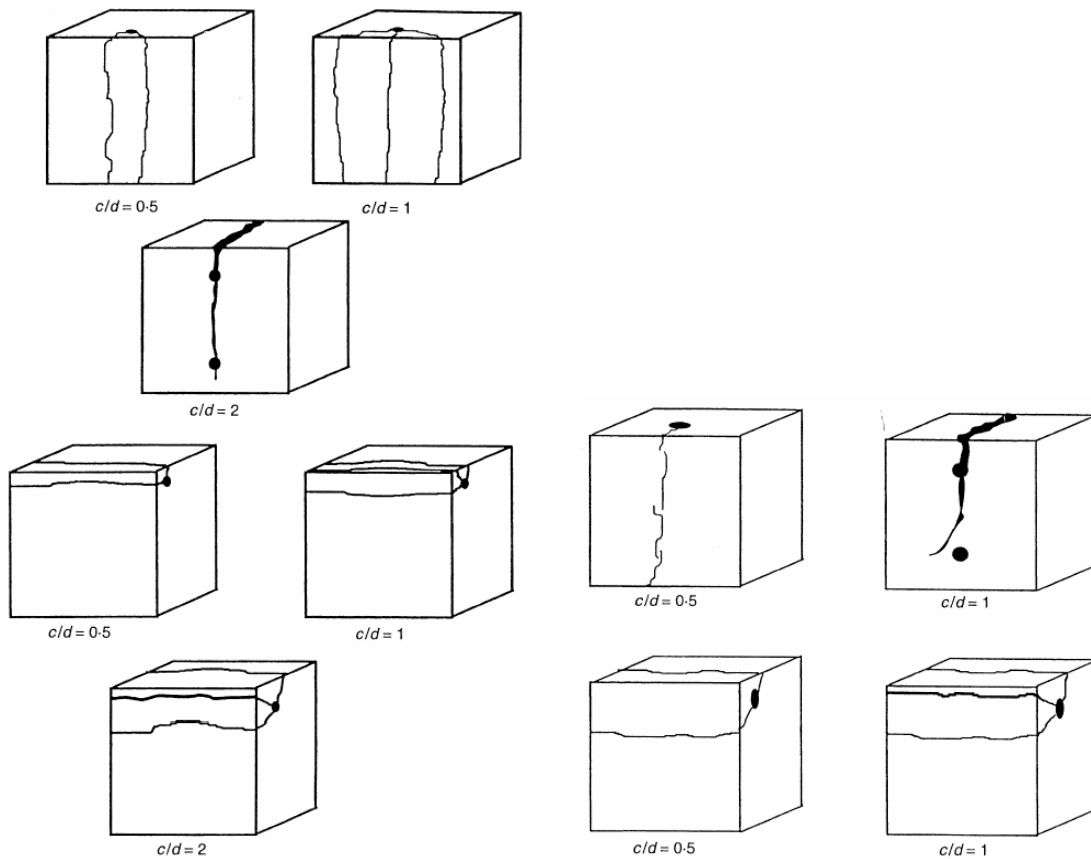


Bild 4.8: Einfluss des Verhältnisses von Überdeckung c zu Durchmesser der Bewehrung d auf das Rissbild bei den Untersuchungen von Williamson et al. [Williamson 2000].
Links: Durchmesser 8 mm. Rechts: Durchmesser 16 mm.

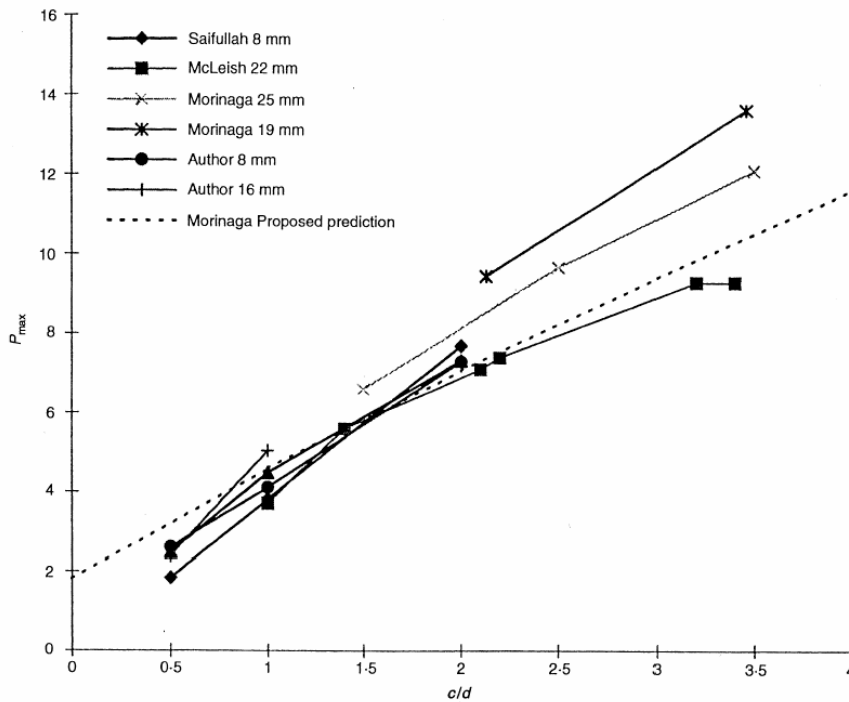


Bild 4.9: Zusammenhang zwischen dem für die Rissbildung notwendigen Druck P_{max} und dem Verhältnis Überdeckung zu Durchmesser der Bewehrung c/d [Williamson 2000].

Die Versuche von Williamson et al. [Williamson 2000] führten zu folgenden Erkenntnissen:

- Der für die Rissbildung notwendige Druck P_{\max} steigt mit zunehmendem Verhältnis c/d (**Bild 4.9**).
- Ein Riss über der Bewehrung trat bei einem Verhältnis c/d von 1 auf, nicht aber bei einem Verhältnis von c/d von 0.5.
- Das Maximalkorn der Gesteinskörnung hat, wenn überhaupt, nur bei grösseren Werten für c/d einen erkennbaren Einfluss.
- Die Lage der Rohre, d.h. im Mittelteil oder im Eckbereich des Prüfkörpers, hat nur bei kleiner Überdeckung und grossem Rohrdurchmesser einen deutlichen Einfluss (s. auch **Bild 4.8**).
- Zwischen dem für die Rissbildung notwendigen Druck P_{\max} und der Betonzugfestigkeit besteht kein Zusammenhang.

Im Vergleich zu den in **Bild 4.9** gezeigten Resultaten für die gleichmässige Belastung ($<15 \text{ N/mm}^2$) liegen die Werte bei lokalem Druckaufbau gemäss [Allan 1992, 1995] erheblich darüber (bis knapp 70 N/mm^2).

Aus dem Befund, dass zwischen dem für die Rissbildung erforderlichen Druck und der Betonzugfestigkeit keine Korrelation vorhanden war, wurde abgeleitet, dass für den Bruchmechanismus die Zugfestigkeit nicht das geeignete Kriterium ist, sondern dafür ein bruchmechanisches Kriterium (Bruchenergie) verwendet werden sollte. Die bruchmechanischen Berechnungen (Annahme: rein sprödes Verhalten des Betons) stimmten für das 8 mm-Rohr sehr gut mit den experimentellen Werten überein. Die Übereinstimmung beim 16 mm-Rohr war hingegen weniger gut.

Mit einer anderen Technik untersuchte auch Torres [Torres 1999] den notwendigen inneren Druck für die Rissbildung. Hierfür verwendete er Betonzyylinder, die im Innern über eine bestimmte Länge (variabler Durchmesser) ein spezielles Wachs enthielten (Simulation des korrodierenden Stabes). Mittels Stahlstäben wurde der wachshaltige Abschnitt unter Druck gesetzt und bis zur Rissbildung im Beton belastet. Die Ergebnisse dieser Versuche in **Bild 4.10** zeigen erneut den starken Einfluss der Lokalisierung des Druckaufbaus. Daraus leiteten sie eine der **Gleichung 4.2** analoge Beziehung ab.

$$\frac{P_{\max}}{f_t} \approx 1.54 \cdot \left(\frac{c}{\phi}\right) \cdot \left(\frac{c}{L} + 1\right)^{0.72} \quad \text{Gleichung 4.5}$$

Mit:

P_{\max}	Maximaler Druck bei Rissbildung, N/mm^2
f_t	Zugfestigkeit des Betons berechnet aus der Betondruckfestigkeit f_c , $f_t = 0.5 f_c^{1/2}$, N/mm^2
c	Überdeckung, mm
ϕ	Durchmesser des Bewehrungsstabes, mm
L	belastete Länge, mm

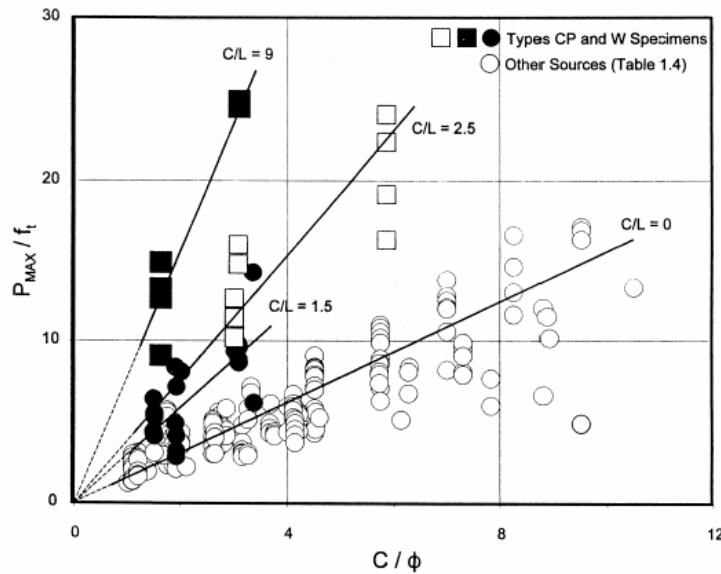


Bild 4.10:

P_{max}/f_t in Abhängigkeit vom Verhältnis Überdeckung zu Bewehrungsdurchmesser c/ϕ und Einfluss des Verhältnisses Überdeckung zu korrodieren-der Länge c/L [Torres 1999].

P_{max} Maximaler Druck bei Rissbildung

f_t Betonzugfestigkeit

4.2 Rissbreite

Der Zusammenhang zwischen Korrosionsabtrag und Rissbreite wurde in einigen Arbeiten untersucht. So konnten Andrade et al. [Andrade 1993] mit galvanostatischen Versuchen zeigen, dass die Rissbreite an der Oberfläche mit zunehmendem Korrosionsabtrag zunimmt (**Bild 4.11**). Bei der kleinen Stromdichte ($10 \mu A/cm^2$) wurden grössere Rissbreiten beobachtet als bei der hohen Stromdichte ($100 \mu A/cm^2$). Die Resultate erlauben keinen Rückschluss auf den Einfluss der Überdeckung. Auch zum Einfluss der Lage des Stahlstabes lassen sie keine sicheren Aussagen zu.

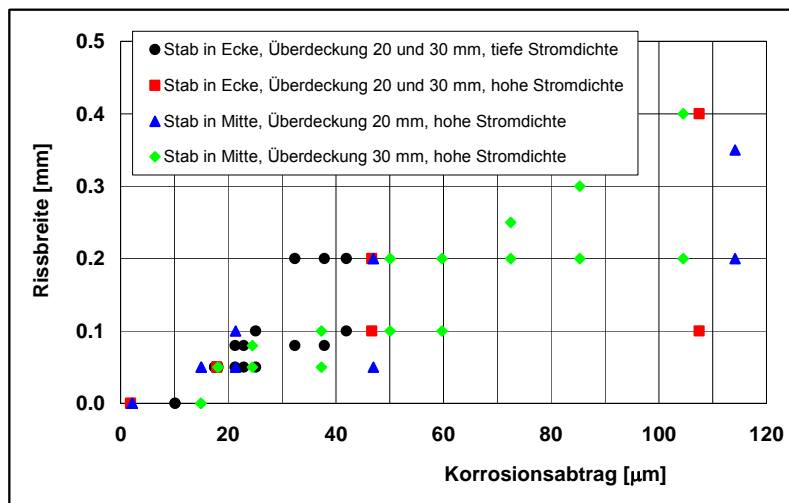


Bild 4.11:

Zusammenhang zwischen Rissbreite und Korrosionsabtrag [Andrade 1993].

Galvanostatische Versuche an chloridverseuchten Laborprüfkörpern mit verschiedenen Betonsorten, Überdeckungen, Bewehrungsdurchmessern und Expositionen sowie mit und ohne Bügelbewehrung wurden von Rodriguez et al. durchgeführt [Rodriguez 1994]. Risse im Überdeckungsbeton wurden ab einem Abtrag von 15 bis 40 μm beobachtet (bei einem Verhältnis von Überdeckung/Durchmesser Bewehrung von 2 bis 4). Sie stellten fest, dass sich die Rissbildung mit zunehmender Überdeckung und zunehmendem w/z -Wert verzögerte und, dass eine Bügelbewehrung die Rissbildung kaum beeinflusste. Bei gleichem Abtrag war die Rissbreite bei kleineren Stromdichten grösser. **Bild 4.12** zeigt den ermittelten Zusammenhang zwischen Rissbreite und Abtrag. Die Autoren geben dafür die folgende Gleichung an:

$$w = 0.05 + 4.5 \cdot x_{\text{Korr}}$$

Gleichung 4.6

Mit:

w Rissbreite, mm

 x_{Korr} Korrosionsabtrag, mm

In Pregartner et al. [Pregartner 2004] werden die eigenen Resultate mit jenen von [Rodriguez 1994] verglichen. Es sind keine wesentlichen Unterschiede vorhanden (**Bild 4.13**)

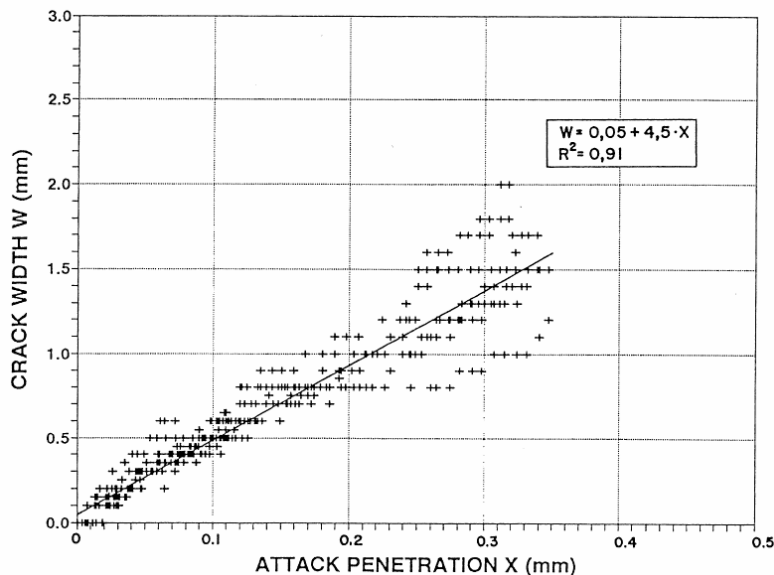


Bild 4.12:

Zusammenhang zwischen Rissbreite und Abtrag [Rodriguez 1994].

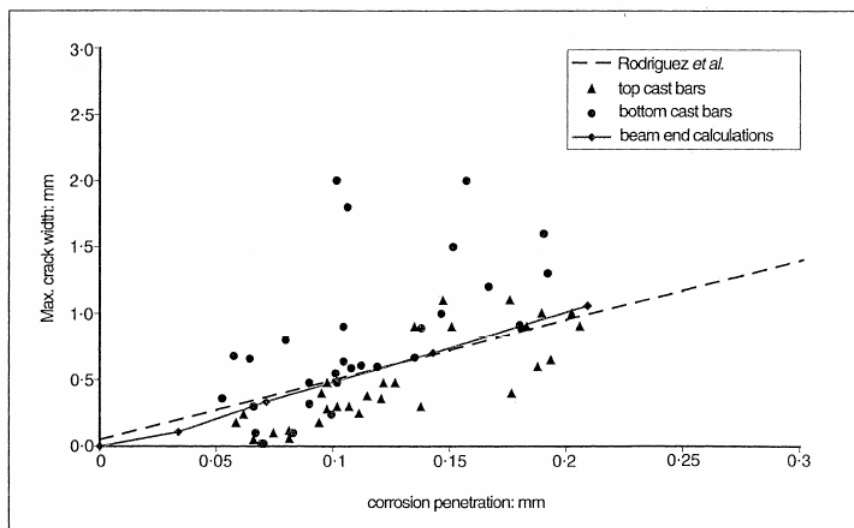


Bild 4.13:

Zusammenhang zwischen Rissbreite und Abtrag [Pregartner 2004].

Cabrera [Cabrera 1996] untersuchte mit potentiostatischen Versuchen (Chloridzugabe zum Anmachwasser) den Einfluss der Überdeckung und der Zementart auf den Zusammenhang zwischen Rissbreite und Korrosionsabtrag. Aus **Bild 4.14** ist ersichtlich, dass bei gleichem Abtrag die Rissbreite mit abnehmendem Verhältnis Überdeckung/Durchmesser zunimmt. Die Probekörper mit Flugasche zeigten kleinere Korrosionsverluste und damit auch kleinere Rissbreiten im Vergleich zu den Proben mit Portlandzement. Da es sich um potentiostatische Versuche handelte, kann daraus geschlossen werden, dass der höhere elektrische Widerstand des flugaschehaltigen Betons zu tieferen Stromdichten führte. Die aus dem Massenverlust abgeschätzten Rissbreiten waren recht genau, wenn für den Rost eine Dichte von 3.9 g/cm^3 angenommen wurde, d.h. eine Verdoppelung des Stahlvolumens.

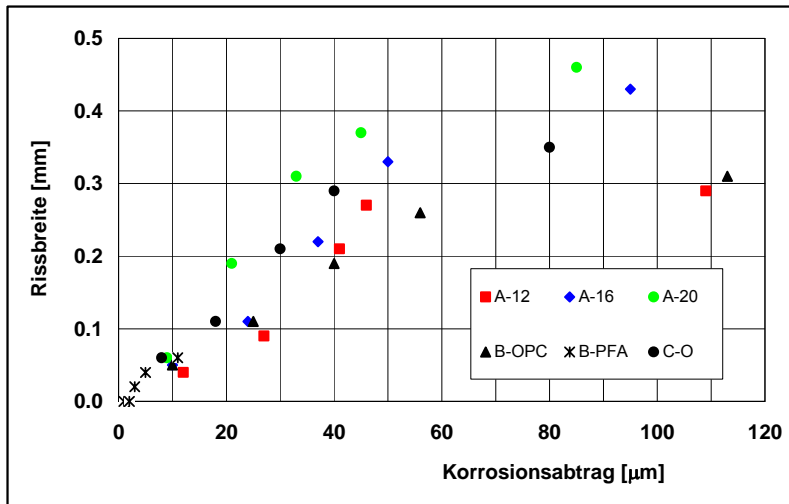


Bild 4.14:

Zusammenhang zwischen Rissbreite und Korrosionsabtrag und Einfluss des Stabdurchmessers (A-12, A-16 und A-20: Ø 12, 16 und 20 mm) und der Zementart (B-OPC und C-O: Portlandzement; B-PFA: Flugasche). Die Überdeckung betrug mit Ausnahme vom Probekörper C-O 20 mm. Beim Probekörper C-O war der Stabdurchmesser 12 mm und die Überdeckung 30 mm [Cabrera 1996].

Aus der Arbeit von Almusallam et al. [Almusallam 1996] geht hervor, dass die Rissbreite mit zunehmendem Massenverlust (galvanostatische Korrosionsversuche) zunächst relativ langsam, ab einem Massenverlust von 50% aber sehr rasch zunimmt (**Bild 4.15**). Der Zusammenhang zwischen der Rissbreite und dem aus dem Massenverlust berechneten Korrosionsabtrag ist in **Bild 4.16** gezeigt. Dieses Bild enthält zudem weitere Resultate aus verschiedenen anderen Arbeiten.

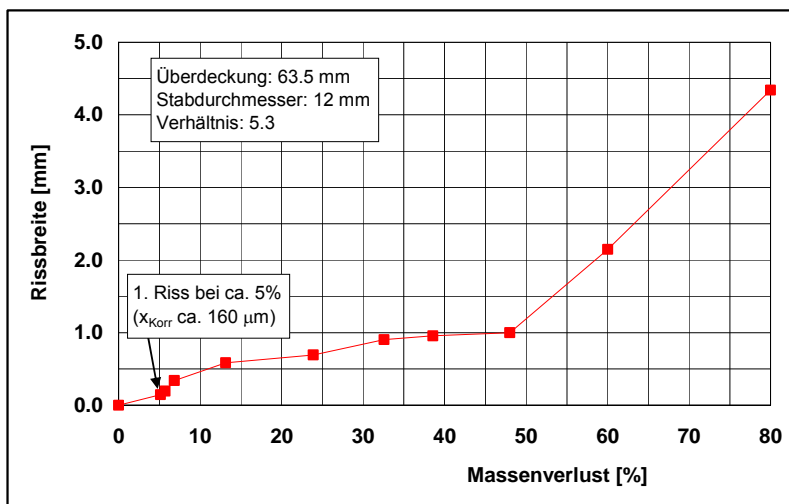
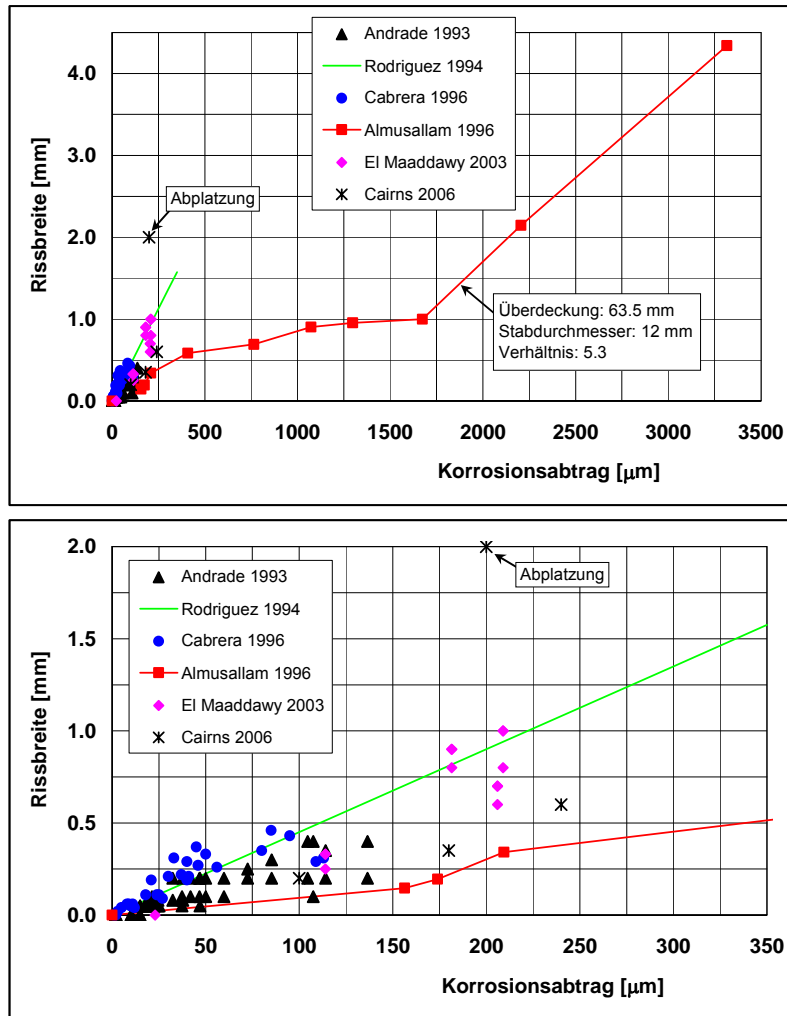


Bild 4.15:

Zusammenhang zwischen Rissbreite und Massenverlust [Almusallaam 1996].

**Bild 4.16:**

Zusammenstellung verschiedener Literaturresultate zum Zusammenhang zwischen Rissbreite und Massenverlust.

Das untere Bild enthält einen Ausschnitt.

Auch Torres et al. untersuchten den Einfluss des Korrosionsabtrags auf die Rissbreite [Torres 2001b, 2002, 2003c, 2003d]. Die Ergebnisse sind in **Bild 4.17** dargestellt. Mit den in diesem Bild angegebenen Gleichungen (**Tabelle 4.1**) wurden die in **Bild 4.18** gezeigten Kurven berechnet. Daraus ist ersichtlich, dass bei sehr lokaler Korrosion grosse Rissbreiten erst bei einem massiven Abtrag auftreten. Es ist zu vermuten, dass auch hier der Einfluss von c/d (Überdeckung/Durchmesser) und c/L (Durchmesser/korrodierende Länge) analog der **Gleichung 4.2** für den kritischen Abtrag für Rissbildung berücksichtigt werden könnte. Dies müsste aber noch überprüft werden.

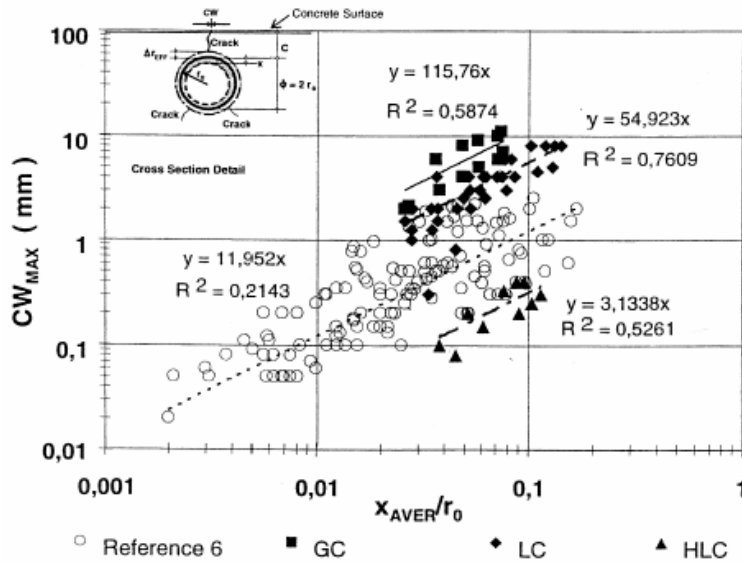


Bild 4.17:

Einfluss des Verhältnisses vom mittleren Korrosionsabtrag x_{AVER} zum ursprünglichen Radius r_0 der Bewehrung auf die maximale Rissbreite (CW_{max}) [Torres 2003d].

- Ref. 6 [Torres 2003c]
 GC flächige Korrosion (67% der Fläche)
 LC Lokaler Angriff (17% der Fläche)
 HLC sehr lokaler Angriff (1.7% der Fläche)

Gl. Nr.	Verhältnis		Gleichung	Anwendungsbereich
	c/d	c/L		
1	2.10	0.02	$CW_{max} = 115.76 x_{Aver}/r_0$	Flächiger Korrosionsangriff
2	2.10	0.08	$CW_{max} = 54.923 x_{Aver}/r_0$	Lokaler Korrosionsangriff
3	unterschiedlich		$CW_{max} = 11.952 x_{Aver}/r_0$	Üblicher gemischter Korrosionsangriff
4	2.10	0.8	$CW_{max} = 3.134 x_{Aver}/r_0$	Sehr lokaler Korrosionsangriff

Tabelle 4.1: Gleichungen zur Berechnung der Rissbreite CW_{max} in Abhängigkeit vom Korrosionsangriff (x_{AVER} : mittlerer Korrosionsabtrag, r_0 : ursprünglicher Radius der Bewehrung). Die Gleichungen 1, 3 und 4 gelten für einen Durchmesser der Bewehrung von 9.52 mm und eine Überdeckung von 20 mm. [Torres 2003d].

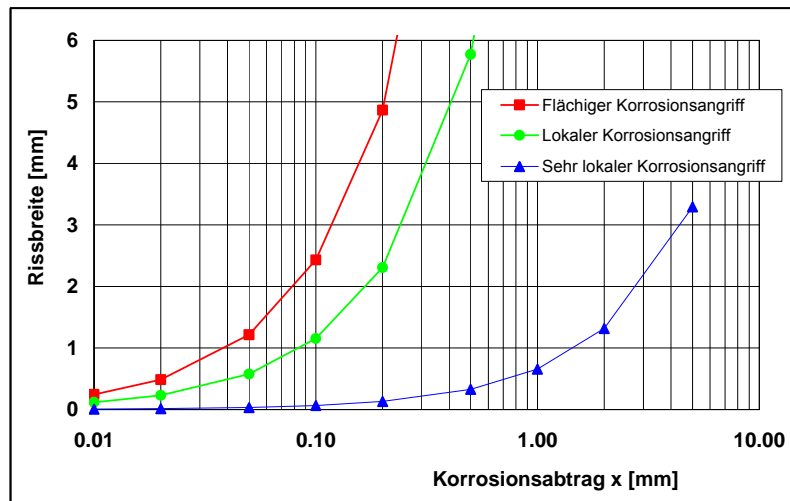


Bild 4.18:

Mit den Gleichungen in der **Tabelle 4.1** berechnete Kurvenverläufe (Durchmesser: 9.52 mm, Überdeckung: 20 mm).

4.3 Abplatzungen

Nur sehr vereinzelte Arbeiten mit Laborprüfkörpern enthalten Hinweise auf Abplatzungen. So wird z.B. in [Rodriguez 1994] erwähnt, dass bei den galvanostatischen Versuchen an chloridverseuchten Laborprüfkörpern auch bei einem Korrosionsabtrag von etwa 400 µm keine Abplatzungen beobachtet wurden. In [fib 2000] werden Arbeiten zitiert, bei denen bei Rissbreiten von 0.6 bzw. 2.0 mm keine Abplatzungen gefunden wurden.

In [Cairns 2006] wurde festgestellt, dass bei einem Abtrag von 0.2 mm der Längsriss über der Bewehrung eine Breite von 2 mm aufwies und in einem Fall zu einer Abplatzung über der Bewehrung in der Ecklage führte (**Bild 4.16**).

Aus Laboruntersuchungen [Weber 1995, Weydert 1998] ging hervor, dass die Korrosion der Stahlfasern in karbonatisierten oder chloridhaltigen Stahlfaserbetonen mit den üblichen Fasergehalten unter etwa 100 kg/m³ zu keinen Abplatzungen führt. Der maximal mögliche Sprengdruck reicht wegen des sehr kleinen Durchmessers der Stahlfasern (0.5 bis 1.0 mm) dafür offenbar nicht aus.

4.4 Weitere Auswirkungen

Im vorhergehenden Kapitel standen die Bildung von Rissen und die Entwicklung der Rissbreiten und das Entstehen von Betonabplatzungen infolge Bewehrungskorrosion im Vordergrund. Die Bewehrungskorrosion hat aber noch weitere Auswirkungen (**Kapitel 3.1**), die den gesamten Schädigungsprozess bei Stahlbetonbauten ausmachen, z.B.:

Dauerhaftigkeit

- Reduktion des Widerstands gegen Korrosion und den Eintrag von korrosionsfördernden Stoffen.

Gebrauchstauglichkeit

- Reduktion der Steifigkeit bzw. Erhöhung der Deformation/Durchbiegung
- Gefährdung von Personen und Sachen durch herunter fallende oder herunter gefallene Betonbruchstücke
- Störungen des Erscheinungsbildes.

Tragsicherheit

- Verlust des Verbundes Stahl/Beton (inkl. Verankerung)
- Reduktion des Querschnittes, der Festigkeit und Duktilität der Bewehrung
- Reduktion des tragenden Betonquerschnitts.

Zu verschiedenen dieser Auswirkungen liegen Forschungsarbeiten vor (z.B. [Dagher 1992, Rodriguez 1994, 2005, Saifullah 1994, Capozucca 1995, Almusallaam 1996, Cabrera 1996, Dajun 1997, Fu 1997, Amleh 1999, Stanish 1999, Auyneung 2000, fib 2000, Gehlen 2000, Yoon 2000, Torres 2001b, 2002, 2003b, 2003c, 2003d, Lee 2002, Iwanami 2002, Lundgren 2002, Yamamoto 2002, Berra 2003, Pregartner 2004, Banić 2005, Cairns 2005b, 2005c, 2006, Du 2005a, 2005b, Gherzi 2005, Grandić 2005, Li 2005a, 2005b, Bertagnoli 2006, Fang 2006, François 2006, Kato 2006, Kobayashi 2006, Shayanfar 2006]).

Die folgenden Bilder zeigen dazu einige Resultate.

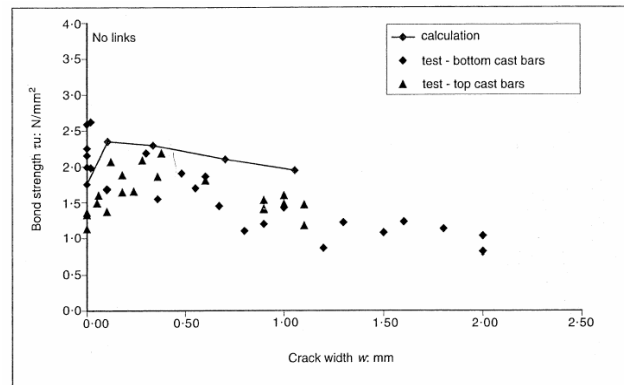
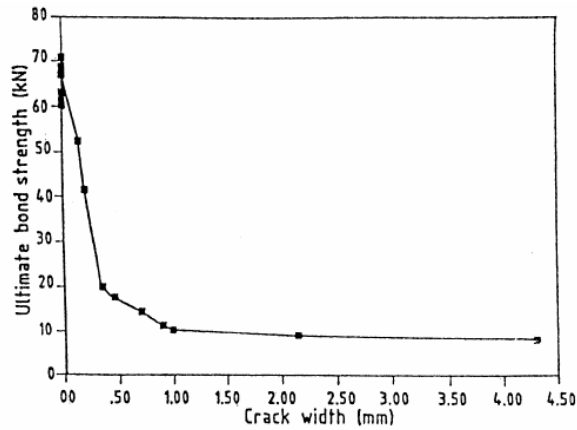


Bild 4.19: Einfluss der Rissbreite auf den Verbund.
 Links: [Almusallam 1996]. Rechts: [Pregartner 2004].

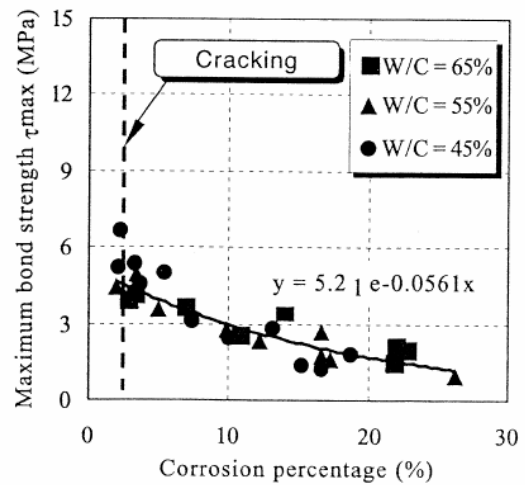
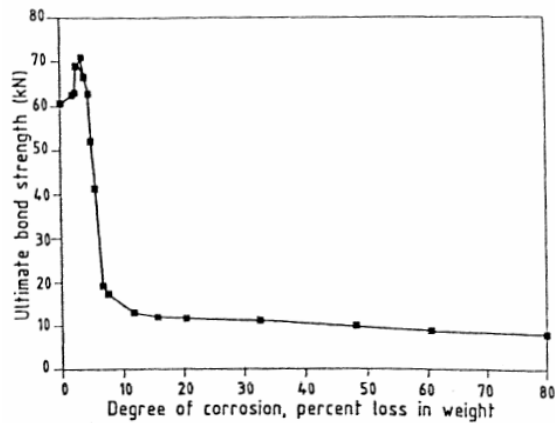


Bild 4.20: Einfluss des Massenverlustes auf den Verbund.
 Links: [Almusallam 1996]. Rechts: [Lee 2002].

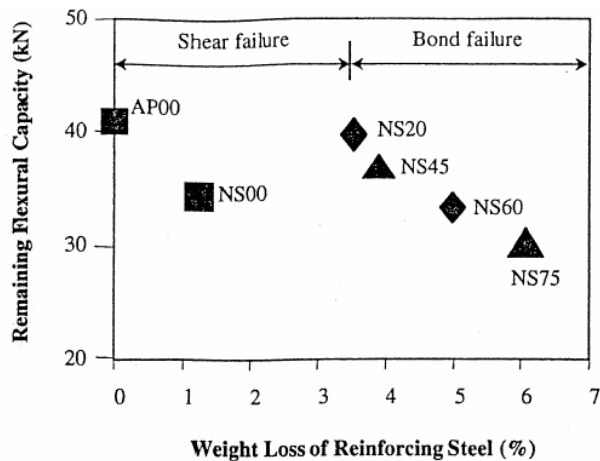


Bild 4.21: Einfluss des Massenverlustes der Bewehrung auf den Biege widerstand [Yoon 2000].

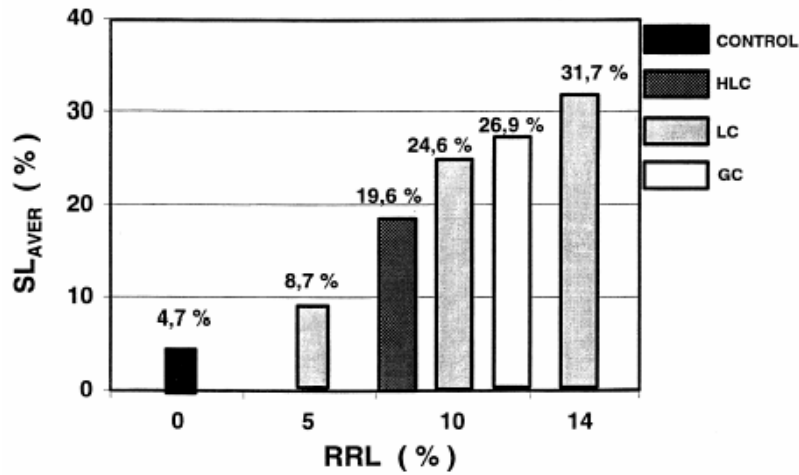


Bild 4.22:

Einfluss der Reduktion des Radius der Bewehrung (RRL) auf die Reduktion der Biegesteifigkeit SL_{AVER} [Torres 2003d].

HLC, LC, GC: siehe **Bild 4.17**.

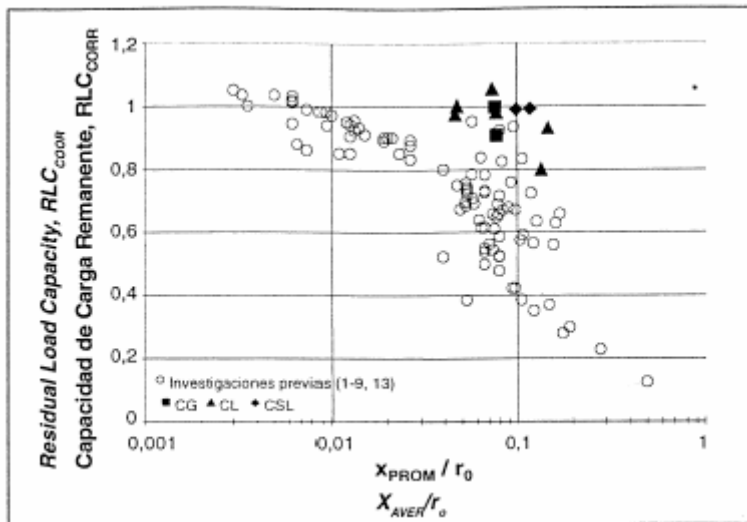


Bild 4.23:

Zusammenhang zwischen dem Verhältnis vom mittleren Abtrag zum Radius der Bewehrung (X_{AVER}/r_0) auf die Resttragfähigkeit von Balken [Torres 2003b].

5 Ergebnisse von Feldversuchen und Bauwerksuntersuchungen

5.1 Allgemeines

Bei den Laboruntersuchungen wurden verschiedene Zusammenhänge festgestellt, die für die praktische Tätigkeit wichtig sein können. Um diese mit den Erkenntnissen aus Feldversuchen und Untersuchungen an Bauwerken zu vergleichen bzw. abzstützen, wurden bei der Literaturrecherche auch Arbeiten gesucht, die Fragen der Rissbildung und Abplatzung infolge Bewehrungskorrosion behandeln. Die Ergebnisse dieser Recherche sind in **Kapitel 5.2** dargestellt. Parallel dazu wurden die Berichte der Forschungsstelle und von Dritten über Zustandserfassungen ausgewertet (**Kapitel 5.3**). Es zeigte sich, dass nur wenige Datensätze vorhanden sind, die für dieses Projekt direkt verwendet werden konnten.

5.2 Ergebnis der Literaturrecherche

Die Resultate der Untersuchungen von [Brown 1989] an 11 bis 68-jährigen alten Brücken sind in **Bild 5.1** dargestellt. Bei den älteren Brücken war die Überdeckung bei mehr als der Hälfte der Messwerte unter 20 mm. Aus dem Bild geht hervor, dass bei Korrosion infolge Karbonatisierung des Betons Abplatzungen ab einem Verhältnis Karbonatisierungstiefe zu Überdeckung ab etwa 0,8 auftreten können. Sind auch Chloride im Beton vorhanden, kann es auch ohne Einfluss der Karbonatisierung zu Abplatzungen kommen. Zwei Werte mit einer Überdeckung von 48 und 70 mm zeigten trotz hohen Chloridgehalten keine Abplatzungen.

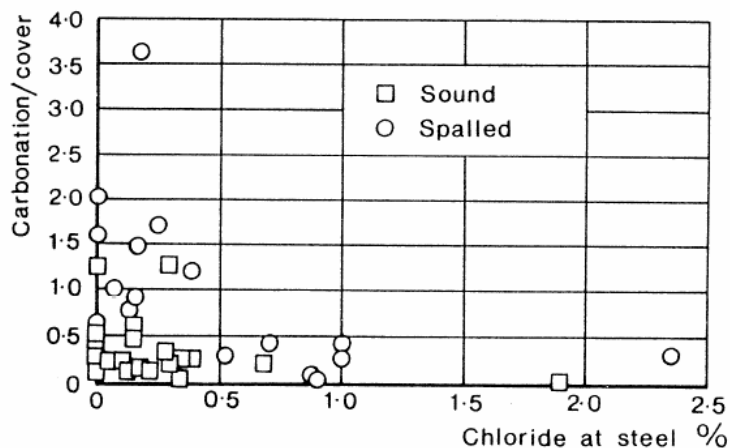


Bild 5.1:

Ergebnis der Untersuchungen an 15 Brücken (Alter 11 bis 68 Jahre) [Brown 1989].

Morinaga et al. [Morinaga 1994] fanden bei Felduntersuchungen an mehreren ca. 30-jährigen Stahlbetonbauten im Meerwasser mit einer mittleren Überdeckung der Bewehrung von 49 mm, dass die Rissfrequenz ab einer Überdeckung von 30 mm stark abnahm (**Bild 5.2**). Ab einer Überdeckung von 70 mm wurden weder Risse noch Korrosion beobachtet, obwohl der Chloridgehalt noch weit über 1 M.%/Zement lag.

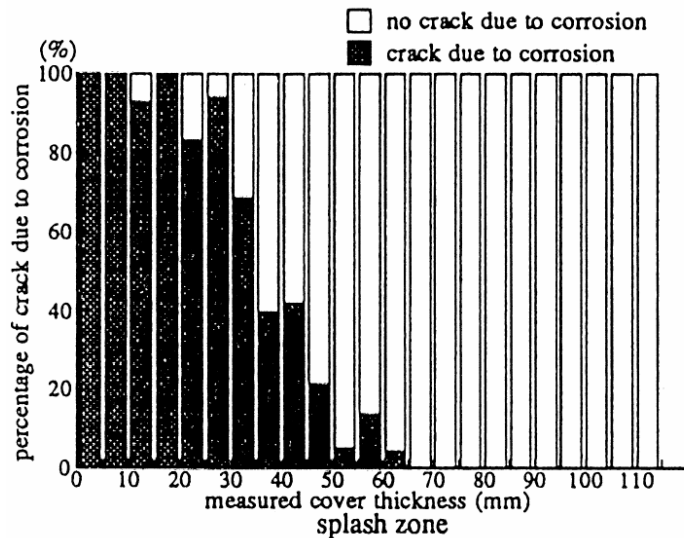


Bild 5.2:

Ergebnis der Untersuchungen an mehreren ca. 30-jährigen Stahlbetonbauten im Meerwasser, Bereich der Spritzwasserzone [Morinaga 1994].

Bei der Erfassung des Zustandes des Endbereichs von etwa 800 vorgespannten I-Trägern von Brücken in Michigan wurde festgestellt, dass der Anteil der Träger mit Abplatzungen mit dem Alter rasch zunimmt [Attanayake 2006]. **Bild 5.3** zeigt, dass bei den 20-jährigen oder jüngeren Brücken (Baujahr nach 1981), weniger als 12% der Träger Abplatzungen aufwiesen. Bei den über 30-jährigen Brücken stieg der Anteil auf über 40%, bei den über 40-jährigen Brücken sogar auf etwa 60% an.

Ähnliche Beobachtungen wurden auch an den 288 Hauptträgern von 22 Brücken in Japan gemacht [Kokubo 2006] (siehe dazu auch **Bild 6.19**).

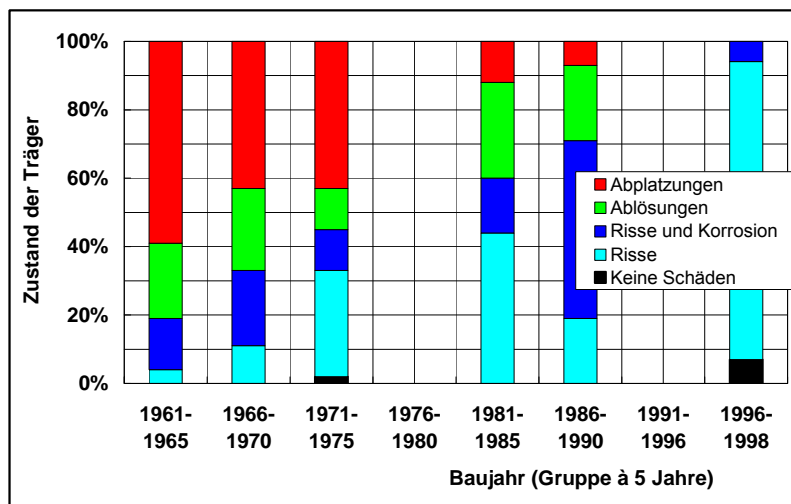


Bild 5.3:

Zustand von I-Trägern von Brücken in Michigan in Abhängigkeit vom Alter [Attanayake 2006].

Die Ergebnisse der Untersuchungen von Mackechnie et al. [Mackechnie 1997] an über 20 Betonbauten (Alter: bis 75 Jahre) entlang der Küste in Südafrika sind in **Bild 5.4** dargestellt. Die Autoren dieser Arbeit betonen, dass die Schäden nicht bloss vom Ausmass und von der Art der Korrosion abhängig sind, sondern auch von anderen externen Einflüssen (z.B. konstruktive Gestaltung und Belastung). Diese Aussage wird belegt durch die Beobachtung an Wänden (kleiner Durchmesser der Bewehrung, hohe Überdeckung), bei denen kaum Anzeichen von Schäden festgestellt wurden, obwohl deren Bewehrung ganz erheblich korrodiert war. Erst beim Entfernen der Überdeckung zeigte sich die Sprengwirkung des entstandenen Rostes. Aus dem **Bild 5.4** geht im Übrigen auch hervor, dass Korrosion schon bei Chloridgehalten unter 0.4 M.%/Zement auftreten kann.

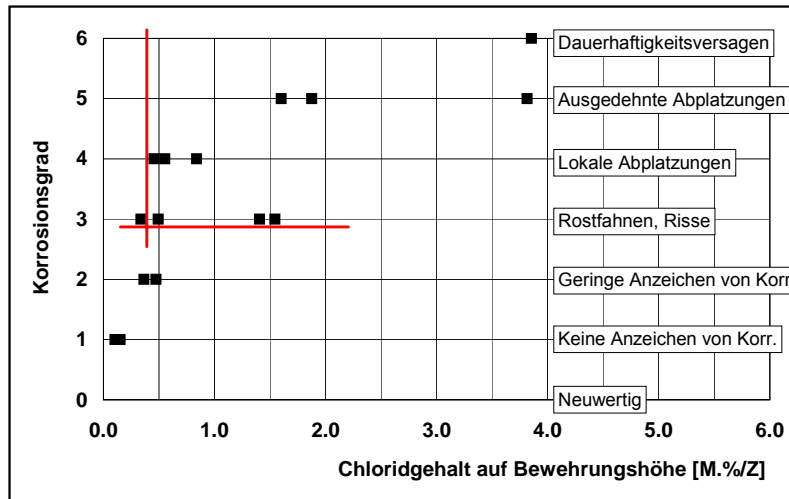


Bild 5.4:

Ergebnisse aus Untersuchungen an bis zu 75-jährigen Bauten in Südafrika [Mackechnie 1997]. Die Überdeckung der Bewehrung variierte in weiten Grenzen (10 bis 80 mm).

Auch Kato et al. [Kato 1998] kamen auf Grund von Untersuchungen an alten Gebäuden zum Schluss, dass neben der Korrosion auch die Trocken-Nasszyklen wichtig sind, da diese zu inneren Spannungen führen, die das Risiko von Abplatzungen fördern können.

In einer Untersuchung an alten chinesischen Gebäuden [Dajun 1997] wird berichtet, dass bei einem 15-jährigen Gebäude die Bewehrungsstäbe in den vorgefertigten Dachpaneelen, die eine Überdeckung von 10 mm aufwiesen, stark korrodierten und der Beton abplatzte. Beim Abbruch wurde festgestellt, dass die Bewehrungsstäbe, die ursprünglich einen Durchmesser von 8 mm hatten, bis auf 3.8 mm abkorrodiert waren. In der gleichen Arbeit wurden die Resultate von Auslagerungsversuchen erörtert, die zeigen, dass zwischen korrodierter Länge des Bewehrungsstabes und Rissbreite an der Oberfläche eine lineare Beziehung besteht (**Bild 5.5**).

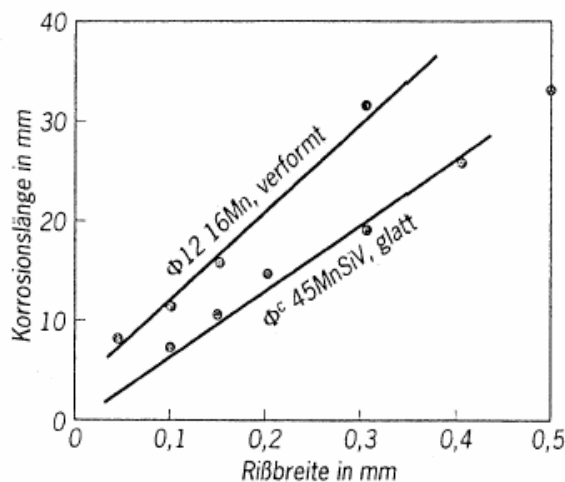


Bild 5.5:

Zusammenhang zwischen korrodierender Länge und Rissbreite (Ergebnisse von Auslagerungsversuchen) [Dajun 1997].

Aus Untersuchungen an der St. Antonius Kirche und zwei Industriegebäuden in Basel ergaben sich die in **Bild 5.6** gezeigten Resultate [Denarié 1988]. Für die Bewertung der Korrosion wurden die Korrosionsgrade nach **Tabelle 5.1** benutzt. Die Arbeit enthält keine Aussage zur Art der Betonschäden (Risse oder Abplatzungen). Die Tabelle wurde deshalb mit den Hinweisen zu den wahrscheinlichen Auswirkungen ergänzt.

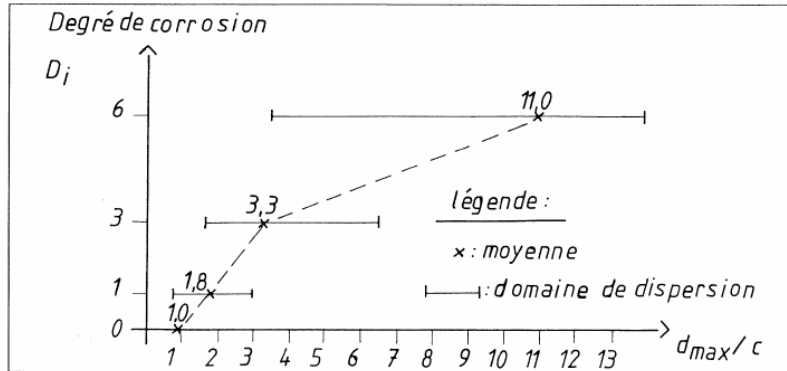


Bild 5.6:

Korrosionsgrad D_i in Abhängigkeit vom Verhältnis der maximalen Karbonatisierungstiefe d_{max} zur Überdeckung c [Denarié 1988].

Korrosionsgrad	Beschreibung des Angriffs auf Bewehrung	Hinweis: wahrscheinliche Auswirkungen
0	kein Rost	keine
1	teilweise angerostet	evtl. Risse
3	ganzfächig angerostet	Risse, evtl. Abplatzungen
6	erheblicher Querschnittsverlust	Abplatzungen

Tabelle 5.1: Definition der Korrosionsgrade [Denarié 1988]. Die Hinweise zu den Auswirkungen wurden von den Autoren dieses Berichts ergänzt.

Es ist klar, dass vorhandene Risse die Korrosion fördern. Umgekehrt werden Risse aber auch durch die Bewehrungskorrosion verursacht. Nicht immer sind Ursache und Wirkung klar zu trennen. In der Praxis ist der Fall häufig, dass vorhandene Risse durch die Korrosion aufgeweitet werden. Die **Bilder 5.7 bis 5.9** zeigen die Ergebnisse von langjährigen Feldversuchen [DAfStb 1988].

In **Bild 5.7** ist der korrosionsbedingte Massenverlust bei Korrosion wegen der Karbonatisierung des Betons gegen die Rissbreite nach 10-jähriger Auslagerung an verschiedenen Standorten dargestellt. Bei einem Massenverlust von mehrheitlich deutlich unter 10%, dies ergibt einen Abtrag von unter 0.2 mm, sind die Rissbreiten meist unter 0.40 mm. Dieses Ergebnis passt gut zu den Resultaten aus den Laborversuchen (**Bild 4.16**).

Aus **Bild 5.8** ist ersichtlich, dass zwischen der korrodierten Oberfläche und der Rissbreite kaum ein Zusammenhang vorhanden ist. Demgegenüber führt eine grössere Rostdicke (grösser Abtrag) zu grösseren Rissbreiten. Abplatzungen wurden offenbar keine beobachtet. Die genaueren Untersuchungen (**Bild 5.9**) ergeben, dass die Rissbreite mit zunehmendem Korrosionsabtrag zunimmt. Auch dieses Ergebnis passt gut zu den Resultaten aus den Laborversuchen (**Bild 4.16**). Interessant ist weiter die Feststellung, dass die Dicke der Rostschicht etwa um den Faktor zwei bis drei grösser ist als der mittlere Abtrag (vgl. dazu das Rostvolumen in **Bild 3.5**).

Die in **Bildern 5.5 und 5.8** gezeigten Ergebnisse widersprechen sich nur scheinbar. Sie können ohne weiteres mit einem unterschiedlichen Korrosionsabtrag über die Länge erklärt werden.

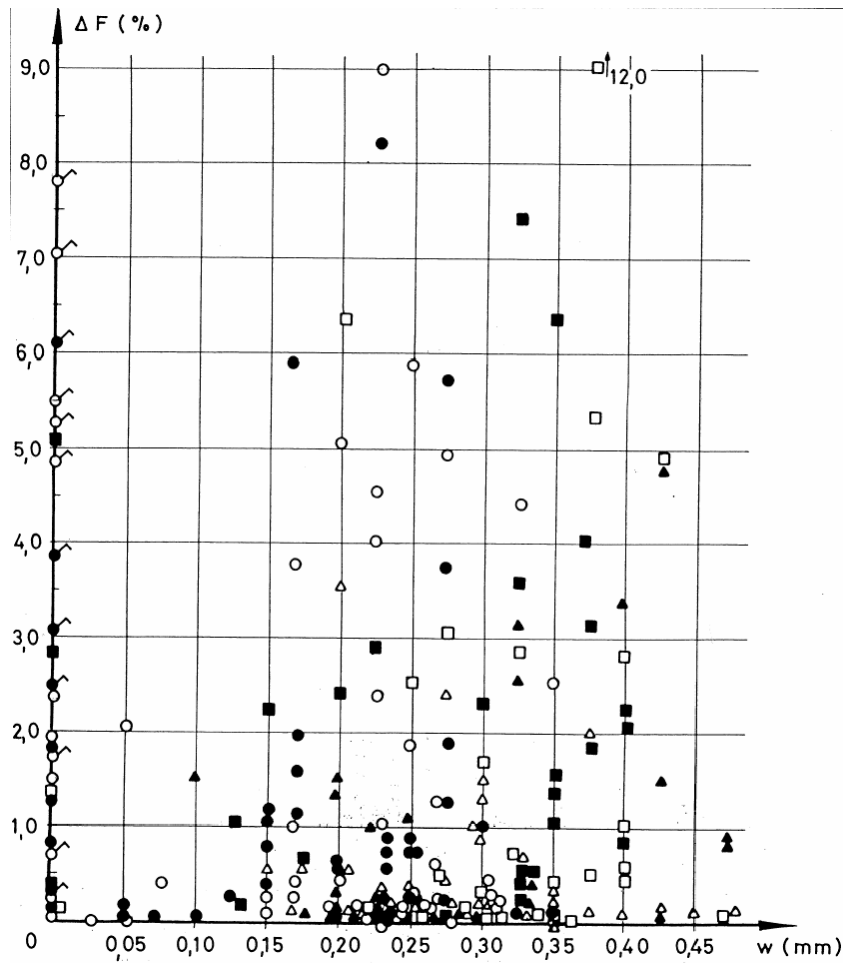


Bild 5.7:

Zusammenhang zwischen Korrosion infolge der Karbonatisierung des Betons (Massenverlust ΔF) und Rissbreite w nach 10-jähriger Auslagerung [DAfStb 1988].

Stabdurchmesser: 8 mm
Überdeckung: 25 mm

Ein Massenverlust von 10% entspricht einem Abtrag von etwa 0.2 mm.

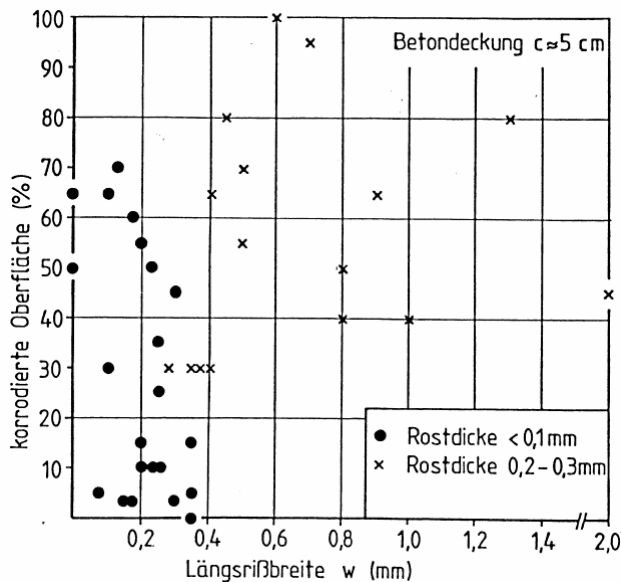


Bild 5.8:

Korrodierte Oberfläche in Abhängigkeit von der Rissbreite. Ergebnisse der Untersuchungen im Spritzwasserbereich eines 30-jährigen Meerwasserbaus [DAfStb 1988].

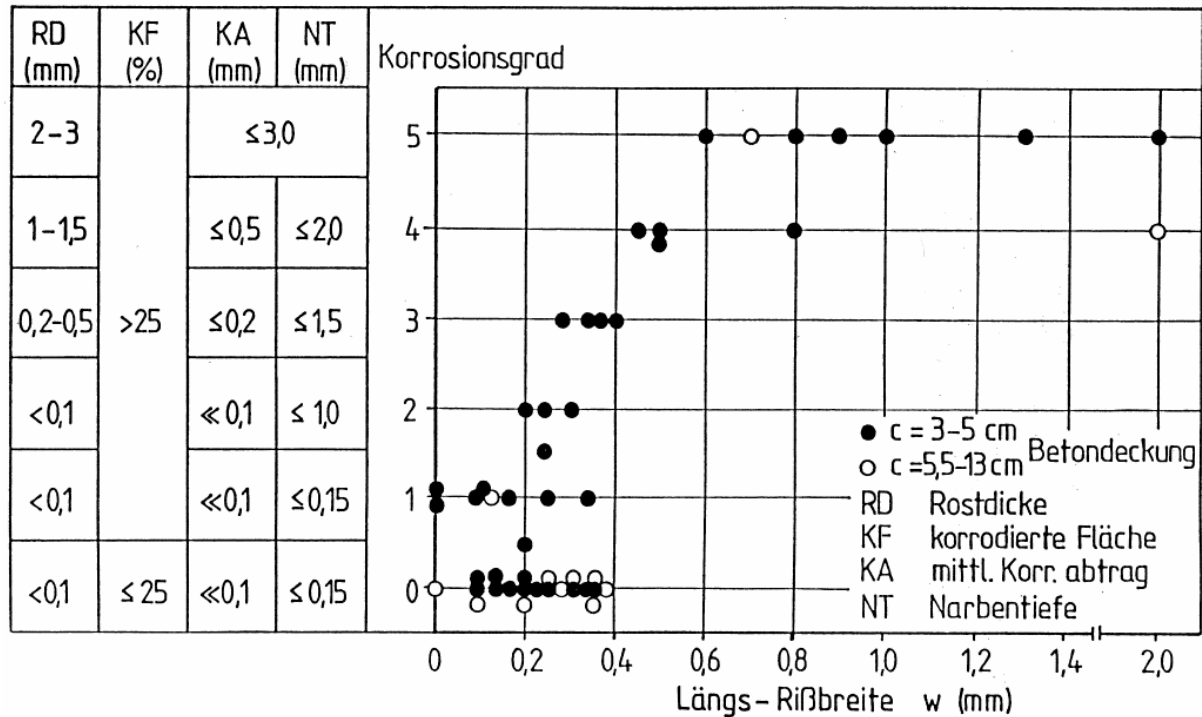


Bild 5.9: Korrosionsgrad der Bewehrung in Abhängigkeit von der Rissbreite und der Überdeckung. Ergebnisse der Untersuchungen im Spritzwasserbereich eines 30-jährigen Meerwasserbaus [DAfStb 1988].

Parrott [Parrott 1990] machte auf Grund praktischer Erfahrungen einen Vorschlag für die Einteilung der Auswirkung der Korrosion infolge der Karbonatisierung des Betons (**Tabelle 5.2**).

Karbonatisierungstiefe / Überdeckung	Zustand Beton	Zustand Bewehrung	Schadensrisiko
< 0.5	ungerissen	nicht korrodiert	kein
> 0.5	ungerissen	nicht korrodiert	klein
~ 1.0	kleinere Risse	leichte Korrosion	erhöht
> 1.0	gerissen, kleinere Abplatzungen	stärkere Korrosion	gross
>> 1.0	gerissen, grössere Abplatzungen	Querschnittsverluste	kritisch

Tabelle 5.2: Auswirkungen der Korrosion infolge Karbonatisierung des Betons in Abhängigkeit vom Verhältnis Karbonatisierungstiefe (Phenolphthalein-Test) zu Überdeckung [Parrott 1990].

Auf Grund der Untersuchungen an verschiedenen Stahlbetonbauten wurde in [Hunkeler 1994] vorgeschlagen, das Verhältnis der Karbonatisierungstiefe zur Überdeckung $d_k/d_{\bar{u}}$ und das Verhältnis Chloridgehalt auf Bewehrungsniveau zur Überdeckung $M.\%Cl(Fe)/d_{\bar{u}}$ miteinander in Beziehung zu setzen, um das Risiko für das Auftreten von Korrosion an der Bewehrung zu beurteilen (**Bild 5.10**). Dies erlaubt, die Wirkung der chloridinduzierten Korrosion mit der Korrosion infolge Karbonatisierung des Betons zu verbinden. Die seither angefallenen Resultate scheinen diesen Vorschlag zu stützen. Aus diesem Bild kann auf eine einfache Art herausgelesen werden, wann mit Korrosion und damit langfristig auch mit Abplatzungen zu rechnen ist und wann nicht.

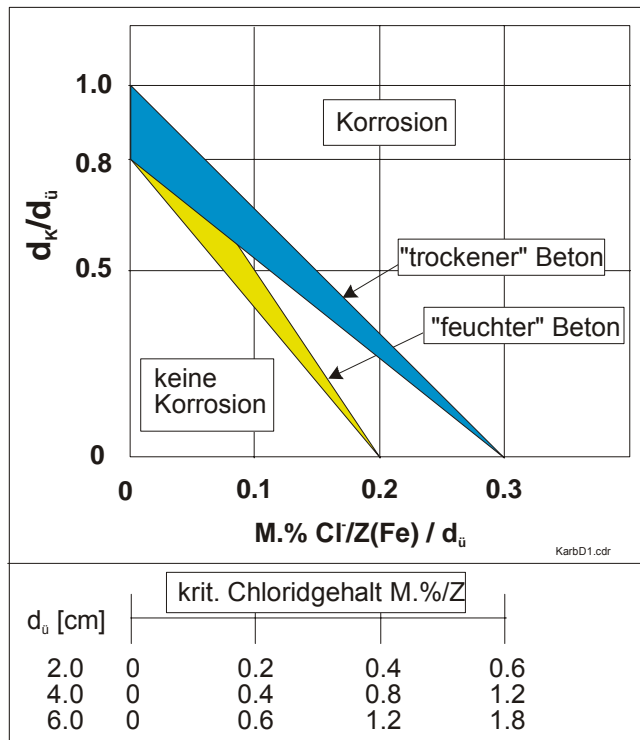


Bild 5.10:

Einfluss von d_k/d_u und $M.\%Cl(Fe)/d_u$ auf das Auftreten von Korrosion an der Bewehrung [Hunkeler 1994].

d_k Karbonatisierungstiefe im Phenolphthalein-Test in cm

d_u Betonüberdeckung der Bewehrung in cm

$M.\%Cl/Z(Fe)$ Chloridgehalt in M.% auf Bewehrungsniveau bez. auf den Zementgehalt

Im Rahmen der Arbeit der fib Task Group 5.6 für den „Model Code for Service Life Design“ wurde eine Umfrage bei Korrosionsfachleuten durchgeführt, um Erfahrungs- bzw. Schätzwerte für die Zeit bis zur Bildung von Rissen und Abplatzungen unter verschiedenen Expositionsbedingungen zu erhalten. Die Ergebnisse flossen dann in die Berechnungen und den Bericht der TG 5.6 ein [fib 2005]. **Bild 5.11** zeigt die Resultate der Umfrage für die Korrosion infolge Karbonatisierung des Betons. Daraus geht hervor, dass die Schätzwerte sehr weit auseinander liegen. Bei der chloridinduzierten Korrosion ist dies noch ausgeprägter. Daraus ist zu schliessen, dass zu dieser Frage keine gesicherten Erkenntnisse, Ergebnisse oder Erfahrungswerte vorliegen.

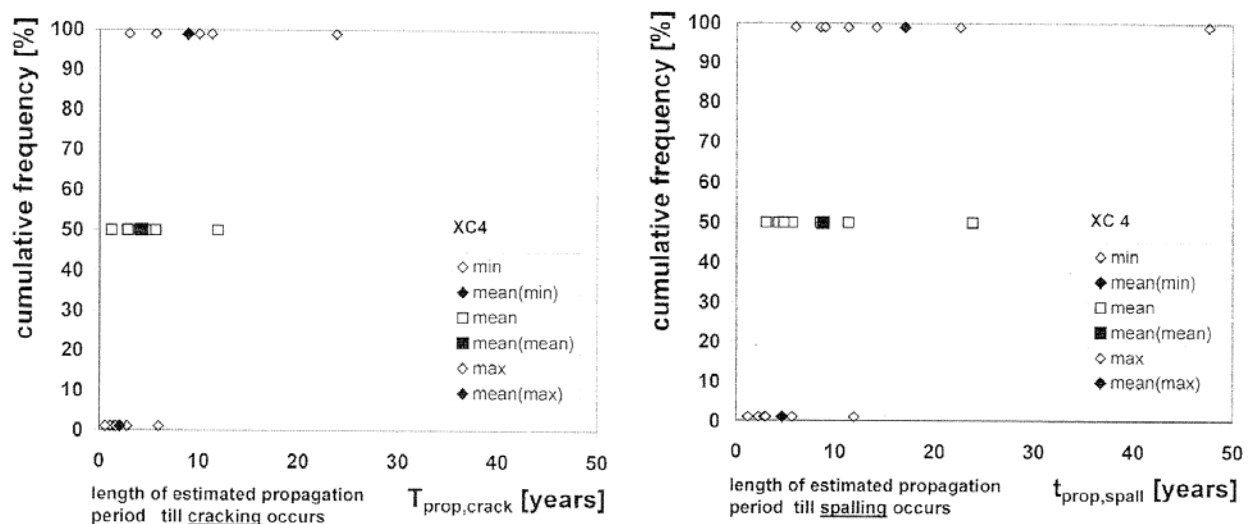


Bild 5.11: Kumulative Häufigkeit der Schätzwerte von Korrosionsfachleuten für die Zeit bis zur Bildung von Rissen (links) und Abplatzungen (rechts) bei der Korrosion infolge Karbonatisierung des Betons [fib 2005]. Überdeckung gemäss Eurocode prEN 1992-1-1, Tabelle 4.4, Bauwerksklasse 3.

5.3 Resultate aus Zustandsuntersuchungen in der Schweiz

Um konkrete Ergebnisse zum Thema Rissbildung und Abplatzungen zu gewinnen, hat die Forschungsstelle zunächst ihre eigenen Berichte über Zustandserfassungen analysiert und ausgewertet. Es zeigte sich bald, dass das vorhandene Zahlenmaterial nicht sehr umfangreich und in vielen Fällen nicht zu befriedigen vermochte. Deshalb wurden verschiedene Firmen angefragt und um Informationen zur Fragestellung gebeten. Von den angefragten Firmen konnte uns lediglich die Schweizerische Gesellschaft für Korrosionsschutz (SGK) einige Berichte mit verwertbaren Daten zur Verfügung zu stellen. In Anbetracht der zeitlichen und finanziellen Rahmenbedingungen des Projektes wurde diesbezüglich nicht weiter nachgeforscht.

Ingesamt standen schlussendlich Ergebnisse aus 27 Berichten (22 TFB, 5 SGK) über Zustandsuntersuchungen von verschiedenen Stahlbetonbauteilen (Fassadenelemente, Stützen, Brücken, Galerien, Tunnels) zur Verfügung. Diese Anzahl ist sehr bescheiden. Es muss hier aber betont werden, dass es bei Zustandsuntersuchungen meist nicht das Ziel ist und auch nicht sein kann, Daten für spezifische Fragestellungen zu erheben.

Bei der Auswertung wurde zwischen „Rissen“, „Abplatzungen“ und „Sondierungen“ unterschieden. Bei den „Rissen“ korrodierte zwar die Bewehrung, es traten aber keine Abplatzungen auf. Die „Sondierungen“ wurden in die Auswertung einbezogen, da erwartet wurde, dass daraus evtl. Hinweise auf die Bedingungen, unter denen keine Abplatzungen auftreten, abgeleitet werden könnten.

Für die Auswertung wurden, neben Angaben zur Exposition, folgende Minimalangaben benötigt:

- Überdeckung der Bewehrung, c
- Durchmesser der Bewehrung, d
- Korrosionsabtrag (Querschnittsverlust),
- Karbonatisierungstiefe.

Die für die Auswertung brauchbaren Datensätze wurden stark reduziert, da die genannten erforderlichen Minimalangaben häufig nicht direkt vom Ort der Abplatzung vorhanden waren, sondern evtl. von anderen Stellen oder gar nicht.

Bei Zustandsuntersuchungen erfolgt die Beschreibung des Korrosionsangriffs heute vorwiegend gemäss Merkblatt SIA 2006 [SIA 1993]. Beim Korrosionsgrad 3 (**Tabelle 1.2**), der häufig bei Korrosion infolge von karbonatisiertem Beton auftritt, fehlt dann natürlich die Angabe des Korrosionsabtrags. Um diese Daten nicht verwerfen zu müssen, wurde in diesen Fällen der Abtrag mit 0.3 mm angenommen. Dies ist in den einen Fällen zu viel, in anderen zu wenig. Beim Korrosionsgrad 4 wurde, sofern der Querschnittsverlust und der Durchmesser der Bewehrung angegeben waren, der radiale Korrosionsabtrag berechnet.

Interessant wären auch Angaben zum Chloridgehalt auf Bewehrungshöhe bei den Abplatzungen gewesen. Da diese Information meistens nicht verfügbar war, konnte bei der Auswertung lediglich zwischen „chloridbelasteten“ (meist Tiefbau) und „nicht chloridbelasteten“ Bauteilen (meist Hochbau) unterschieden werden.

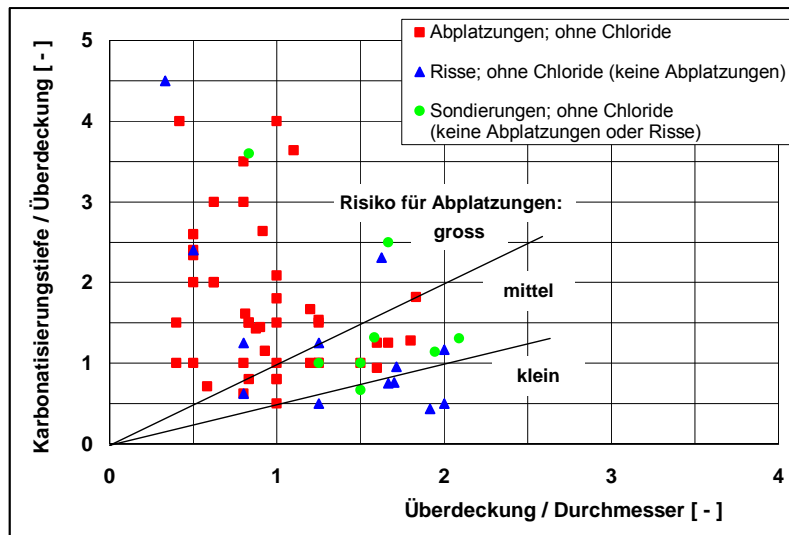
In den **Bildern 5.12 und 5.13** sind die Ergebnisse der Auswertung dargestellt. Daraus können folgende Erkenntnisse gewonnen werden:

- Bei kleinen Werten für das Verhältnis Überdeckung/Durchmesser ($c/d < 2$) kann schon ein mittleres Risiko für Abplatzungen bestehen, auch wenn die Karbonatisierungsfront die Bewehrung noch nicht erreicht hat (**Bild 5.12a**). Bei Werten von $c/d < 1$ kann das Risiko sogar hoch sein. Dies ist auf die Tatsache zurückzuführen, dass bei der Bestimmung der Karbonatisierungstiefe mit dem Phenolphthalein-Test nicht die gesamte Tiefe der pH-Änderung er-

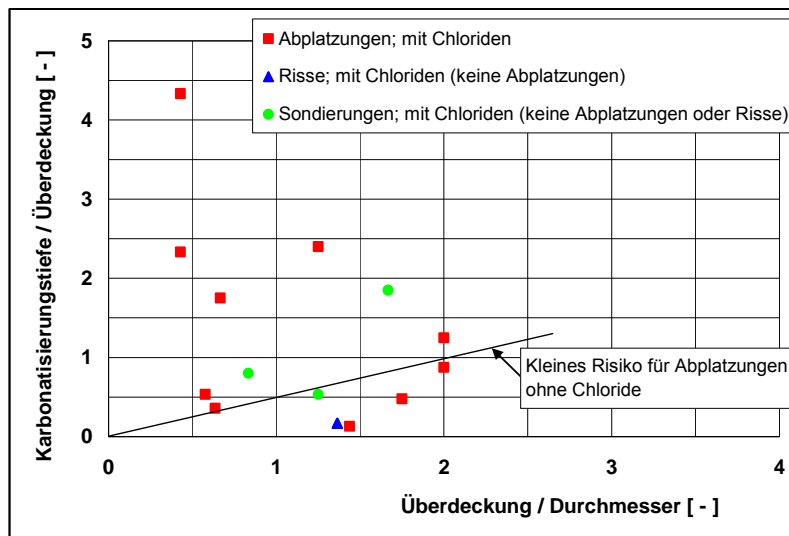
fasst wird [Hunkeler 1994]. Bei höheren Werten für das Verhältnis Überdeckung zu Durchmesser ($c/d > 2$), muss die Karbonatisierungsfront mindestens bis zur Bewehrung vorgedrungen sein, damit Abplatzungen auftreten. Bei chloridbelastetem Beton (**Bild 5.12b**) gelten die genannten Zusammenhänge nicht mehr. Abplatzungen sind auch bei kleineren Werten für das Verhältnis Überdeckung/Durchmesser möglich.

- Bei der Korrosion infolge von karbonatisiertem Beton, d.h. bei nicht chloridbelasteten Bauteilen, sind Abplatzungen bereits bei einem geringen Korrosionsabtrag möglich (**Bild 5.13a**). Bei der chloridinduzierten Korrosion können die Werte für den erforderlichen Abtrag wesentlich höher sein (**Bild 5.13b**). Je nach Umständen (vorab abhängig von der Karbonisierungstiefe) entsprechen die tiefsten Werte jenen für den chloridfreien Beton. In der **Tabelle 5.3** sind die Schätzwerte für den erforderlichen Abtrag für Abplatzungen mit jenem für die Rissbildung verglichen. Im Vergleich zur Rissbildung im Überdeckungsbeton ist für Abplatzungen ein etwa 15-facher Korrosionsabtrag nötig. Die von [Dajun 1997] festgestellten Bedingungen bei einer Abplatzung (Überdeckung: 10 mm, Durchmesser: 8 mm, Verhältnis Überdeckung zu Durchmesser: 1.25, Korrosionsabtrag: 2.1 mm) passt gut in das **Bild 5.13a**.

Erwähnenswert ist hier noch, dass zwischen Chloridgehalt auf Bewehrungshöhe und dem Auftreten von Abplatzungen kein Zusammenhang erkennbar war (ungenügende Datenlage).



a)



b)

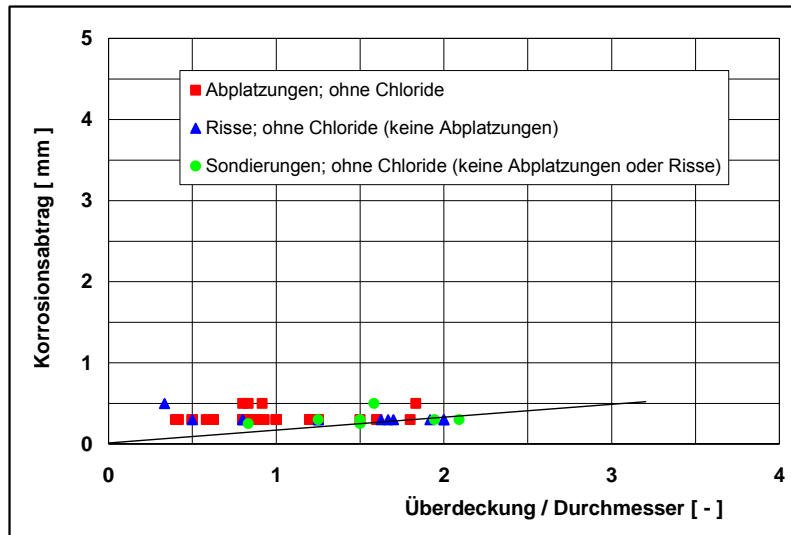
Bild 5.12:

Einfluss des Verhältnisses Karbonatisierungstiefe zu Überdeckung und Überdeckung zu Durchmesser der Bewehrung auf das Risiko von Abplatzungen (Resultate aus Zustandsuntersuchungen).

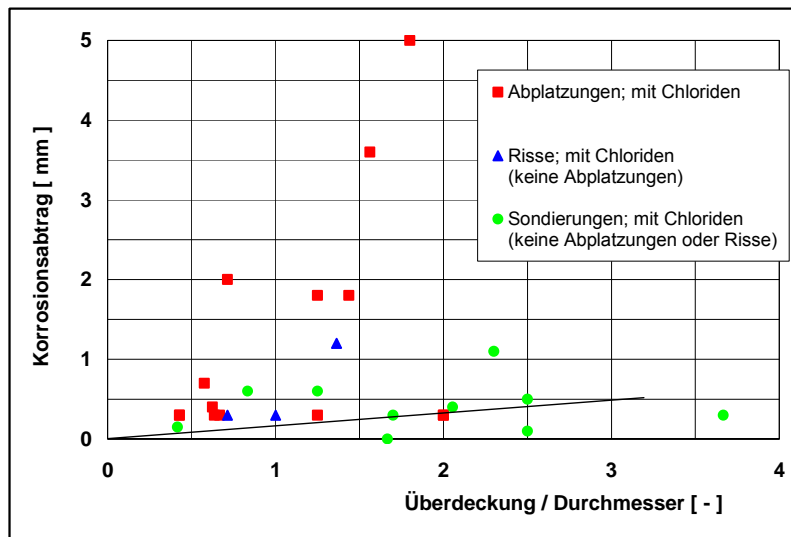
Die eingezeichneten Geraden sind als Versuch zu betrachten, das Risiko von Abplatzungen grob zu unterteilen. Sie sollten bei konkreten Fragestellungen nur mit Vorsicht verwendet werden.

a) chloridfreier Beton

b) chloridbelasteter Beton.



a)



b)

Bild 5.13:

Einfluss des Verhältnisses Überdeckung zu Durchmesser der Bewehrung auf den für Abplatzungen notwendigen radialen Korrosionsabtrag (Resultate aus Zustandsuntersuchungen).

a) chloridfreier Beton

b) chloridbelasteter Beton.

Überdeckung / Durchmesser	Erforderlicher Korrosionsabtrag in mm für	
	Rissbildung ¹⁾	Abplatzungen ²⁾
0.5	0.006	0.08
1.0	0.011	0.17
2.0	0.022	0.33
3.0	0.033	0.50

1) Gemäss Gleichung 4.2

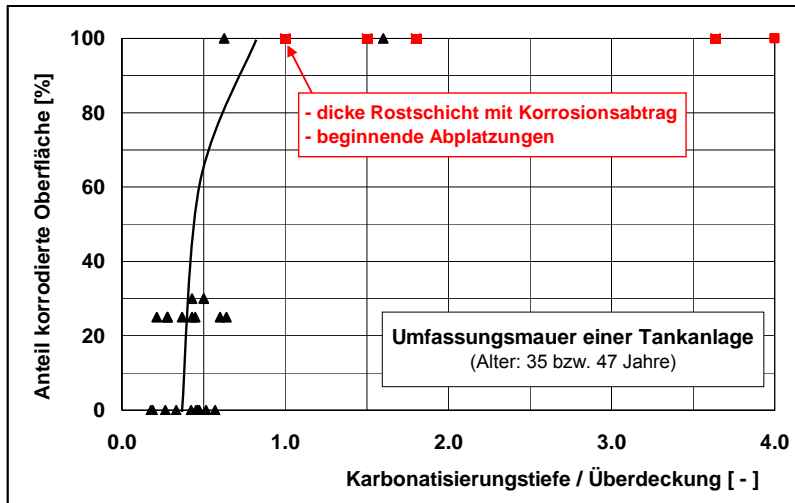
2) Gemäss Bild 5.13a

Tabelle 5.3: Vergleich des minimal erforderlichen radialen Korrosionsabtrags für Rissbildung und Abplatzungen infolge Bewehrungskorrosion.

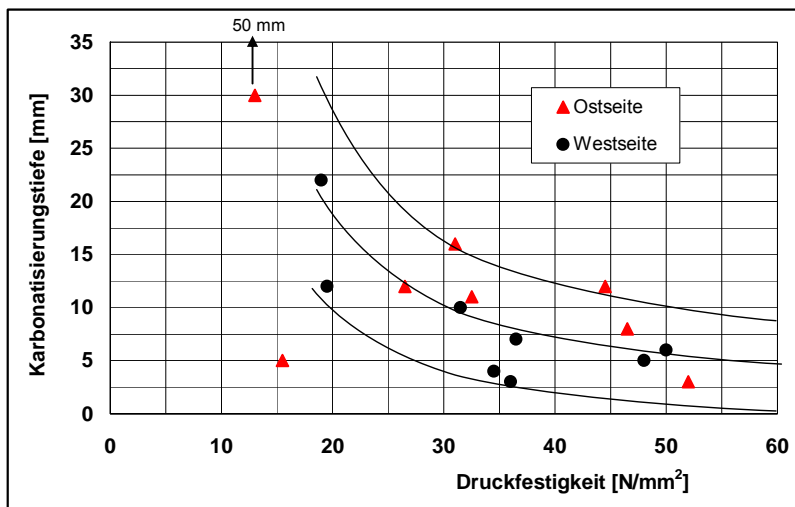
Es ist klar, dass eine weitergehendere Auswertung solcher Daten wünschenswerte wäre. Dafür müssten aber noch detailliertere Informationen verfügbar sein (z.B. gegenseitiger Abstand der Bewehrungsstäbe, Länge des Korrosionsangriffs, Betoneigenschaften etc.).

Im Folgenden werden weiter die Ergebnisse von zwei einzelnen Untersuchungen vorgestellt, da daraus verschiedene Zusatzinformationen gewonnen werden konnten.

Bei der Zustandsuntersuchung der Umfassungsmauer einer alten Tankanlage zeigte sich leichte Korrosion schon bei einem Verhältnis Karbonatisierungstiefe zu Überdeckung unter 1 (**Bild 5.14a**). Ein deutlicher Korrosionsabtrag und Abplatzungen traten aber erst bei einem Verhältnis von 1 und grösser ein. Dieses Ergebnis deckt sich mit den Angaben in **Bild 5.6** und **Tabelle 5.2**. Bei der Karbonatisierungstiefe war im Übrigen der Einfluss der geografischen Ausrichtung und der Druckfestigkeit des Betons gut erkennbar (**Bild 5.14b**).



a)



b)

Bild 5.14:

Ergebnisse bei der Umfassungsmauer einer alten Tankanlage:

a) Auftreten von Abplatzungen in Abhängigkeit vom Verhältnis der Karbonatisierungstiefe zur Überdeckung.

b) Zusammenhang zwischen der Karbonatisierungstiefe und Druckfestigkeit und Einfluss der geografischen Ausrichtung.

Während der Bearbeitung des Forschungsprojektes hatte die Forschungsstelle Gelegenheit, an der Untersicht der Kragplatten der 1958 erstellten Stegmühletobelbrücke in St. Gallenkappel/Ernetschwil (Bogenbrücke) gezielte Untersuchungen zum Auftreten von Abplatzungen durchzuführen. Der Oberbau der Brücke wurde 1990/91 instand gesetzt. Dabei wurden Belag, Abdichtung, Randborde und Geländer ersetzt sowie die Fahrbahnübergänge instand gesetzt. Die chloridverseuchten Untersichten der beiden Kragplatten wurden damals nur lokal instand gesetzt (lokaler Betonabtrag und Reprofilierung). Mit den Massnahmen von 1990/91 konnte der weitere Chlorideintrag an der Untersicht der Kragplatte gestoppt werden. Weiter wurde mit der Instandsetzung auch der Feuchtigkeitseintrag von oben ganz wesentlich reduziert, so dass die Fahrbahnplatte seither austrocknen konnte.

Die statische Überprüfung im Jahre 2004 ergab dann, dass einzelne Bauteile verstärkt werden mussten. Die Ausführung dieser Massnahmen begann im Jahr 2006, wozu die gesamte Brücke eingerüstet wurde. Um für die laufende Instandsetzung den Betonabtrag festlegen zu können, wurden entlang von zwei Linien an der Untersicht (ausser/innen) in regelmässigen Abständen

die Chloridprofile ermittelt (**Tabelle 5.4, Bild 5.15**). Man kann annehmen, dass diese Chloridgehalte den Werten von 1990/91 entsprechen (kein weiterer Chlorideintrag nach der Instandsetzung von 1990/91). Die Chloridgehalte der Talseite sind höher und schwanken stärker als auf der Bergseite. Damit kann die deutliche höhere Anzahl von Abplatzungen auf der Talseite der Brücke erklärt werden.

	Chloridgehalt, M.% / Zement					
	0-10 mm	10-20 mm	20-30 mm	0-10 mm	10-20 mm	20-30 mm
	Talseite, aussen			Talseite, innen		
Mittelwert	0.56	1.07	1.12	0.52	0.81	0.85
Standardabweichung	0.40	0.87	0.81	0.25	0.47	0.51
Minimum	0.07	0.07	0.14	0.16	0.09	0.09
Maximum	1.68	3.84	3.36	1.07	1.73	1.95
	Bergseite, aussen			Bergseite, innen		
Mittelwert	0.39	0.75	0.73	0.33	0.49	0.49
Standardabweichung	0.31	0.35	0.36	0.18	0.30	0.30
Minimum	0.03	0.21	0.14	0.03	0.07	0.06
Maximum	1.15	1.78	1.53	0.74	1.12	1.25

Tabelle 5.4: Chloridgehalte an der Untersicht der Kragplatten der Stegmühletobelbrücke.

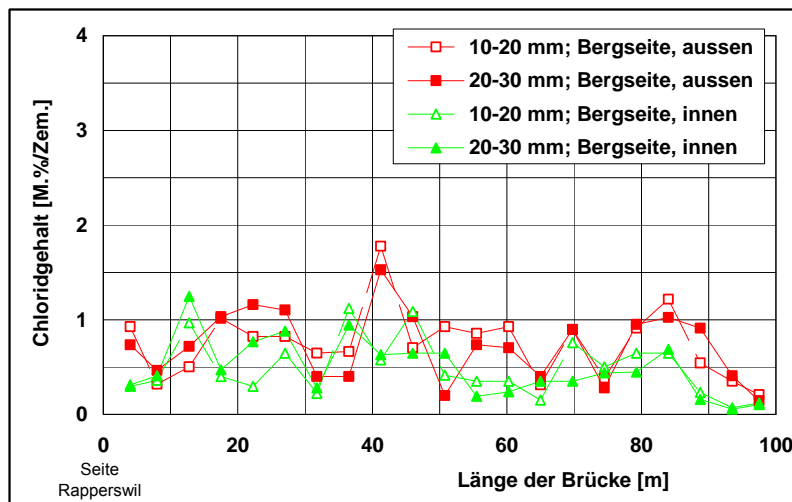
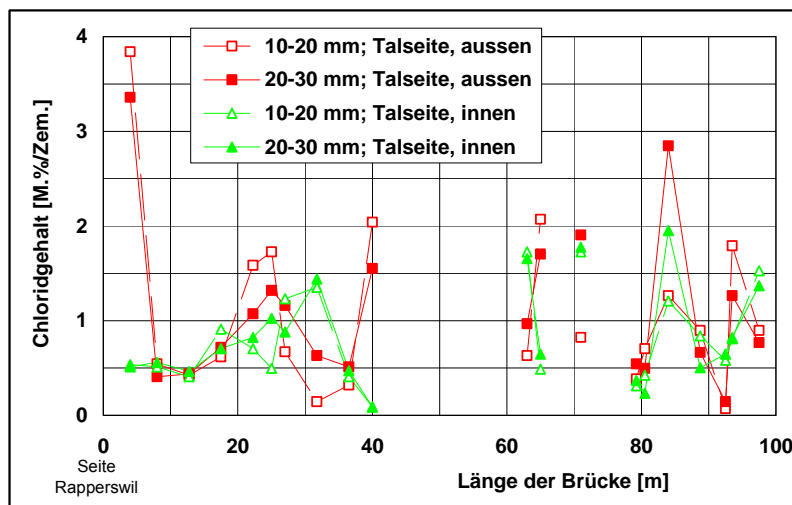


Bild 5.15:

Chloridgehalte an der tal- und bergseitigen Untersicht der Stegmühletobelbrücke. Die Überdeckung der Bewehrung liegt mehrheitlich zwischen 15 und 25 mm (Messungen 2006).

Bei der laufenden Instandsetzung waren die Untersichten der Kragplatten gut zugänglich und es konnten 13 Stellen mit korrosionsbedingten Längsrissen oder kreisförmigen Abplatzungen über der Bewehrung genauer untersucht werden. Diese Stellen waren visuell gut erkennbar und konnten mittels Abklopfen des Betons klar als Abplatzungen identifiziert werden. Bei den Stellen Nr. 4, 5 und 6 fiel der Beton schon nach einem leichten Hammerschlag ab. Bei den anderen Stellen erforderte das Freilegen der Bewehrung einen mehr oder weniger grossen Spizaufwand. Nach dem Freilegen der Bewehrungsstäbe wurden diese mit der Trennscheibe herausgeschnitten und im Labor untersucht. Dabei wurde die Rostschicht auf den Stäben entfernt und der Korrosionsangriff charakterisiert. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in der **Tabelle 5.5** zusammengestellt. Zur Frage, wann genau die erfassten Risse und Abplatzungen entstanden sind, können keine Angaben gemacht werden. Es ist wohl anzunehmen, dass diese nach der Instandsetzung von 1990/91 entstanden sind.

Abplatzung		c	d	L	W	U	x (Mittel)	x (Max.)	LF	c / d	c / L		
Nr.	Merkmal	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[°]	[mV _{CSE}]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]	
1	Riss	Länge	100	20	12	120		-205	1.3	1.3	1.0	1.67	0.17
2	Riss		120	24	12	130		-210	0.2	1.6	8.9	2.00	0.18
7	Riss		130	25	12	130		-215	3.0	3.4	1.1	2.08	0.19
8	Riss		200	22	12	40		-180	2.0	2.0	1.0	1.83	0.55
12	Riss		80	19	12	90		-155	0.8	2.5	3.0	1.58	0.21
Mittelwert		126	22	12	102		-193	1.5	2.2	3.0	1.83	0.26	
Standardabw.		41	2	0	34		22	1.0	0.7	3.0	0.19	0.15	
Minimum		80	19	12	40		-215	0.2	1.3	1.0	1.58	0.17	
Maximum		200	25	12	130		-155	3.0	3.4	8.9	2.08	0.55	
3	Kreis	Durchmesser	260	17	12	210	7	-185	0.3	3.3	11.4	1.42	0.08
4	Kreis		75	7	10	100	11	-190	1.0	2.0	2.1	0.70	0.07
5	Kreis		130	16	12	120	14	-155	1.2	3.8	3.2	1.33	0.13
6	Kreis		110	13	1)		13	-205	1)				
9	Kreis		170	22	12	216	15	-310	0.7	2.7	3.9	1.83	0.10
10	Kreis		180	27	12	120	17	-220	0.4	4.5	11.3	2.25	0.23
11	Kreis		200	12	12	100	7	-195	2.6	2.6	1.0	1.00	0.12
13	Kreis		120	15	10	25	14	-170	1.0	1.0	1.0	1.50	0.60
Mittelwert		156	16	11	127	12	-204	1.0	2.8	4.8	1.43	0.19	
Standardabw.		55	6	1	62	3	44	0.7	1.1	4.2	0.47	0.17	
Minimum		75	7	10	25	7	-310	0.3	1.0	1.0	0.70	0.07	
Maximum		260	27	12	216	17	-155	2.6	4.5	11.4	2.25	0.60	

1) Stab Nr. 6 wurde versehentlich nicht ausgebaut.

Tabelle 5.5: Kenngrössen der untersuchten korrosionsbedingten Längsrisse und kreisförmigen Abplatzungen über Bewehrungsstäben bei der Stegmühletobelbrücke.

c: Überdeckung

d: Durchmesser Bewehrung

L: korrodierende Länge

U: Potenzial

W: Winkel des Betonausbruchs

x: Korrosionsabtrag

LF: Lochfrassfaktor (= maximaler Abtrag / mittlerer Abtrag)

Zunächst kann Folgendes festgehalten werden:

- Die Länge L der korrodierenden Abschnitte der Bewehrungsstäbe variiert sehr stark (75 bis 260 mm). Sie kann grösser oder kleiner sein als die zugehörigen Längen oder Durchmesser der Abplatzungen.
- Die Überdeckung variiert und ist gering. Sie beträgt im Mittel 18 mm.
- Der Winkel des Ausbruchkegels variiert zwischen 7 und 17° (Mittel: 12°). Er ist damit wesentlich geringer als das, was bei Modellierungen meistens angenommen wird.
- Der Korrosionsabtrag schwankt ganz erheblich. Der Maximalwert liegt im Mittel bei 2.6 mm, der Mittelwert des mittleren Abtrags bei 1.2 mm. Es ist zu beachten, dass es bei den angegebenen Werten in den meisten Fällen um einen einseitigen Abtrag handelte.
- Bei Überdeckungen über 20 bis 25 mm ist ein starker Korrosionsangriff (mittlerer Abtrag >2 mm oder Lochfrassfaktor >4) erforderlich, um Risse oder Abplatzungen auszulösen.
- Die Korrosionspotenziale sind nicht sehr negativ und liegen mehrheitlich zwischen -150 und -220 mV_{CSE}. Sie deuten an, dass die Bewehrung nicht im passiven Zustand vorliegt, aber auch, dass sie nicht sehr rasch korrodiert, obwohl die Chloridgehalte relativ hoch sind (**Bild 5.15**). Daraus kann geschlossen werden, dass Chloridgehalte über 0.4 M.%/Zement nicht zwingend zu starker Korrosion und raschen Abplatzungen führt. Nimmt man vereinfachend an, dass der gemessene Korrosionsabtrag in etwa 20 Jahren entstand (ca. 1970 bis 1990), ergeben sich maximale Korrosionsgeschwindigkeiten von 50 bis 225 $\mu\text{m}/\text{Jahr}$ (Mittelwert: 128 $\mu\text{m}/\text{Jahr}$). **Bild 5.16** zeigt diese Resultate. Unter normalen Umständen treten solche Korrosionsgeschwindigkeiten erst bei deutlich negativeren Potenzialen auf (vergleiche dazu die Ergebnisse in **Bild 2.10**). Die berechneten Korrosionsgeschwindigkeiten sind damit ein Indiz dafür, dass der Beton heute weniger feucht und die Korrosionsgeschwindigkeit deutlich geringer ist als vor der Instandsetzung von 1990/91. Sie sind aber offenbar noch gross genug, um mit der Zeit Abplatzungen zu verursachen.
- Der beobachtete Lochfrassfaktor LF, d.h. das Verhältnis vom maximalen zum mittleren Abtrag, liegt zwischen 1 und 11 (Mittelwert: 4.1). Dieses Ergebnis deckt sich mit anderen Arbeiten (**Bild 4.7**). Bei den kreisförmigen Abplatzungen ist der LF höher als bei den Rissen.
- Das Verhältnis Überdeckung/Durchmesser Bewehrung (c/d) schwankt zwischen 0.70 und 2.25. Es beträgt bei Rissen im Mittel 1.83 und liegt damit deutlich über dem Wert von 1.43 bei den kreisförmigen Abplatzungen.
- Das Verhältnis Überdeckung/korrodierende Länge (c/L) schwankt zwischen 0.07 und 0.60 und liegt im Mittel bei 0.22. Dies bedeutet, dass die korrodierende Stablänge immer wesentlich grösser war als die Überdeckung und nie Verhältnisse wie in Laborversuchen auftraten (siehe z.B. in **Bild 4.3**). Das Verhältnis c/L beträgt bei Rissen im Mittel 0.26 und liegt damit deutlich über dem Wert von 0.19 bei den kreisförmigen Abplatzungen.

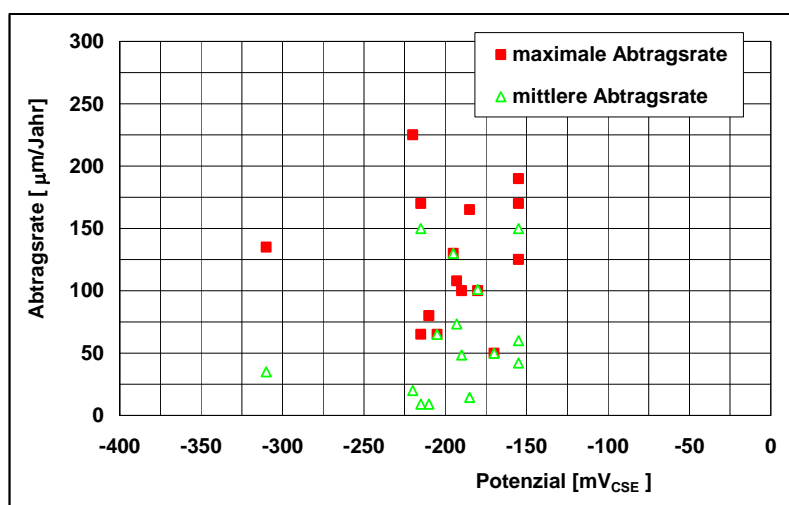


Bild 5.16:

Abtragsrate in Abhängigkeit vom Potenzial bei der Stegmühletobelbrücke. Für die Berechnung wurde eine Korrosionszeit von 20 Jahren, d.h. von 1970 bis zur ersten Instandsetzung von 1990/1991, angenommen. Vergleiche dazu **Bild 2.10**.

In **Bild 5.17** sind der maximale und mittlere Abtrag gegen das Verhältnis Überdeckung zu Durchmesser (c/d) dargestellt. Bei einem Wert für c/d von 2 liegt der erforderliche Abtrag zwischen etwa 0.2 und über 1.5 mm. Der für das Auftreten von kreisförmigen Abplatzungen erforderliche Abtrag ist damit in den allermeisten Fällen wesentlich grösser als was für die Rissbildung erforderlich ist (**Kapitel 4**, z.B. **Bild 4.3**) auch wenn berücksichtigt wird, dass dort meistens von einem allseitigen Angriff ausgegangen wurde.

Aus **Bild 5.17** sowie aus den Resultaten in der **Tabelle 5.5** kann weiter geschlossen werden, dass mit zunehmendem Verhältnis von c/d und c/L sowie mit abnehmendem Lochfrassfaktor die Bildung von Rissen über der Bewehrung eher wahrscheinlicher wird als die Bildung von kreisförmigen Abplatzungen.

Um eine Abgrenzung der Bedingungen zu machen, unter denen keine Abplatzungen zu erwarten sind, wurde das Verhältnis korrodierende Länge/Überdeckung (L/c) gegen das Verhältnis Abtrag zu Überdeckung (x/c) aufgetragen (**Bild 5.18**). Bei kleinen Werten von x/c und L/c ist das Risiko für Abplatzungen gering. Einige Grenzwerte aus diesem Bild sind in der **Tabelle 5.6** zusammengestellt. Man kann davon ausgehen, dass für grosse Werte für L ($L \gg c$) die **Gleichung 4.2** gültig ist (siehe dazu auch die **Bilder 4.3 und 4.4**).

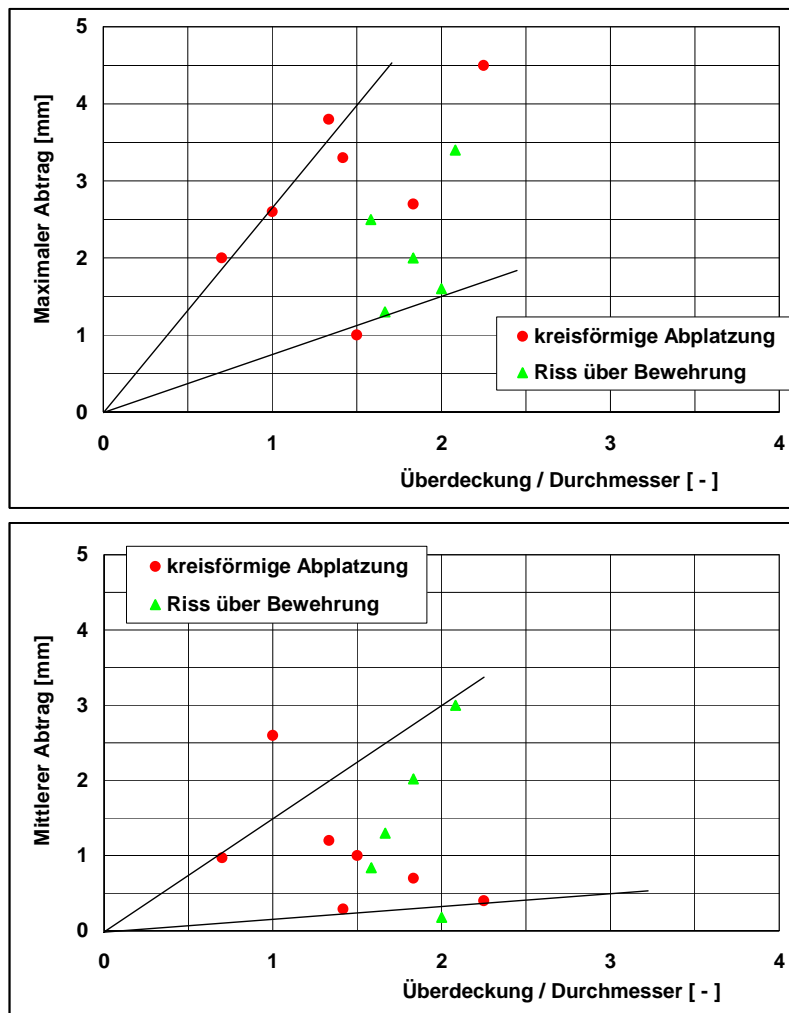


Bild 5.17:

Maximaler Abtrag (oben) und mittlerer Abtrag (unten) bei den beobachteten Längsrissen und Abplatzungen in Abhängigkeit vom Verhältnis Überdeckung zu Durchmesser der Bewehrung c/d bei der Stegmühlentobelbrücke.

Verhältnis c/L : 0.07 bis 0.60.

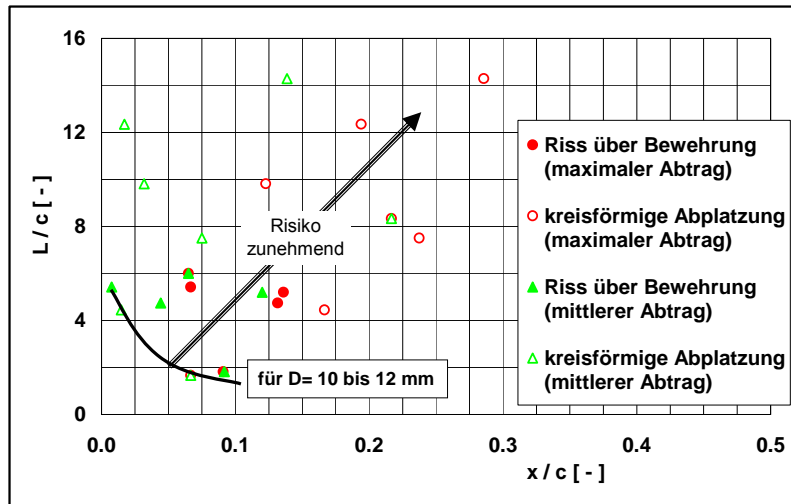


Bild 5.18:

Verhältnis korrodierende Länge zu Überdeckung L/c in Abhängigkeit vom Verhältnis Korrosionsabtrag zu Überdeckung x/c bei den beobachteten Längsrissen und Abplatzungen an der Untersicht der Stegmühletobelbrücke (Bewehrungsdurchmesser 10 bis 12 mm).

Das Risiko für Abplatzungen nimmt oberhalb der Grenzlinie mit zunehmenden Werten für L/c und x/c zu.

Verhältnis		Grenzwerte für x und L (in mm) für eine Überdeckung von			
		20 mm		30 mm	
x/c	L/c	x	L	x	L
0.02	4.0	0.4	80	0.6	120
0.06	1.8	1.2	36	1.8	54
0.10	1.5	2.0	30	3.0	45

Tabelle 5.6: Grenzwerte für den einseitigen Korrosionsabtrag x und die korrodierende Länge L für das Auftreten von Abplatzungen in Abhängigkeit vom Verhältnis x/c und L/c gemäss Bild 5.18 bei der Stegmühletobelbrücke. Die Angaben gelten für einen Bewehrungsdurchmesser von 10 bis 12 mm.

Zusammenfassend können aus den Untersuchungen an der Stegmühletobelbrücke in St. Gallenkappel / Ernetswil folgende Schlüsse gezogen werden:

- Die geometrischen und korrosionstechnischen Kenngrößen beim Auftreten von Abplatzungen streuen stark. Daher lassen sich daraus nur grobe Korrelationen und Zusammenhänge ableiten.
- Die vorhandenen Resultate lassen gewisse Tendenzen erkennen, unter welchen Bedingungen über korrodierenden Bewehrungsstäben eher Risse oder eher kreisförmige Abplatzungen auftreten.

6 Modelle und Berechnungen

Für die Modellierung des Einflusses der Korrosion auf den Tragwiderstand, die Gebrauchstauglichkeit und die Dauerhaftigkeit wie auch auf das Risiko von Abplatzungen sind eine Reihe einzelner Aspekte (Teilschritte) zu betrachten:

1. Zeitlicher Verlauf der Karbonatisierung (evtl. parallel zu 2)
2. Zeitlicher Verlauf des Chlorideintrags (evtl. parallel zu 1)
3. Zeit bis zur Initiierung der Korrosion (Initiierungszeit)
4. Entwicklung des Sprengdruckes (Rostvolumen)
5. Zeit bis zur Bildung von Rissen
6. Zeitlicher Verlauf der Rissaufweitung
7. Zeit bis zur Bildung von Abplatzungen
8. Zeit bis Lebensdauer bzw. Nutzungszeit erreicht (Grenzzustand der Tragsicherheit oder der Gebrauchstauglichkeit) mit Einbezug der Schritte 1 bis 7.

Zu den Teilschritten 1 bis 5 gibt es eine ganze Reihe von Arbeiten und verschiedene Vorschläge für die Modellierung (z.B. [Bazant 1979, Dagher 1992, Molina 1993, Morinaga 1994, Capozucca 1995, Cabrera 1996, Liu 1996a, 1996b, 1998, Rilem 1996, Ohtsu 1997, Dajun 1997, Lindvall 1998, Wyers 1998, Žemajtis 1998, DuraCrete 1998, Hansen 1999, Castel 2000, Petre 2000, Williamson 2000, Yoon 2000, Thoft 2000, 2004, Tanaka 2001, Lundgren 2002, Morcous 2002, 2005, Rinaldi 2002, Schiessl 2002, Berra 2003, Lay 2003, 2005, Lindvall 2003, 2005, Martin-Perez 2003, Lounis 2004a,b, 2006a,b, Ungricht 2004, Wang 2004, Boutz 2005, Conciatori 2005, fib 2005, Khitab 2005, Meijers 2005, Polder 2005, Tikalsky 2005, Vu 2005, Li 2006, Melchers 2006a,b, Tang 2006, Zhang 2006]). In vielen dieser Modelle werden Gleichungen hergeleitet, um die zeitliche Entwicklung der Chloridprofile nachzurechnen oder vorherzusagen, die Zeit, bis die Überdeckung karbonatisiert ist, der kritische Chloridgehalt auf Bewehrungsniveau erreicht ist, die erforderliche Betonüberdeckung zu berechnen oder die Zeit bzw. den Korrosionsabtrag bis zur Bildung von Rissen abzuschätzen. Zum Teilschritt 6 gibt es nur vereinzelte Modelle vorhanden (z.B. [Gehlen 2000, Vu 2005]). Für die Behandlung von Teilschritt 7 gibt es nur sehr vereinzelte brauchbare Arbeiten [Gaal 2003]. Zum Teilschritt 8 gibt es einige wenige Ansätze (z.B. [DuraCrete 1998, Lay 2003, Sarja 2004, Rodriguez 2005, fib 2005, Kokubo 2006]). Im Folgenden soll auf einige für die Bildung von Rissen und Abplatzungen wichtige Aspekte eingegangen werden.

Im Rahmen des EU-Projektes „Chlortest“ wurden in der Working Party 4 (WP 4) insgesamt 16 verschiedene Modelle zum Chlorideintrag (Teilschritt 2) verglichen. Die Ergebnisse, die kürzlich publiziert wurden [Chlortest 2005], zeigen ganz erhebliche Differenzen zwischen den Modellen.

Mittels numerischer Simulation rechneten Molina et al. [Molina 1993] die von [Andrade 1993] an Laborprüfkörpern gemessenen durch Korrosion verursachten Dehnungen nach. Dabei ging es vorab um den Zusammenhang zwischen Rissbreite und Rostmenge. Die Übereinstimmung zwischen Messung und Rechnung war aber nicht besonders gut. Abweichungen traten sowohl beim Ausmass der Dehnung wie auch beim Verlauf der Dehnung in Abhängigkeit von Zeit bzw. vom Korrosionsabtrag auf.

Wang et al. [Wang 2004] schlugen ein analytisches Modell für die Berechnung des für die Rissbildung erforderlichen Abtrags (bzw. die erforderliche Rostschichtdicke) sowie für die Beziehung zwischen Verbundfestigkeit und Korrosionsabtrag (mit und ohne Bügelbewehrung) vor. Die Übereinstimmung mit den experimentellen Literaturdaten ist recht gut. Die grösste Unsicherheit verursachte die Dichte des Rostes. Mit steigendem Verhältnis der Zugfestigkeit zum Elastizitätsmodul des Betons nimmt der kritische Abtrag zu.

In verschiedenen Arbeiten wurde versucht, den Mindestabstand zwischen den Bewehrungsstäben abzuschätzen, der dazu führt, dass zwischen den korrodierenden Bewehrungsstäben keine Interaktion mehr auftritt. [Capozucca 1995] z.B. nimmt bei seinen Berechnungen an, dass dies dann der Fall ist, wenn der gegenseitige Abstand zwischen den Bewehrungsstäben s mindestens 6-mal der Bewehrungsdurchmesser d ist. Er stützt sich dabei auf die Arbeiten von Bazant aus dem Jahre 1979. Ist $s > 6d$ treten über dem Bewehrungsstab kegelförmige Abplatzungen mit einem Winkel 45° auf. Bei $s < 6d$ entstehen bevorzugt Ablösungen in der Ebene der Bewehrung.

Auch Dagher et al. [Dagher 1992] gingen der Frage nach, unter welchen Bedingungen innere oberflächenparallele Risse auf der Ebene der Bewehrung entstehen (Ablösung, Schichttrennung, Delamination). Ihre Berechnungen zeigen, dass bei einer Überdeckung von 50 mm auch bei einem Abstand von 250 mm zwischen den Stäben \varnothing 19 mm (s/d ca. 13), die Risse zwischen den Stäben schneller zusammenwachsen als die Oberfläche erreichen. Der dafür notwendige radiale Abtrag an der Bewehrung lag zwischen 8 und 13 μm .

In diesem Zusammenhang sind die Arbeiten von [Fuchs 1995, Eligehausen 2004, 2005, Pregartner 2006] zum Tragverhalten von Verbunddübeln unter Zugbeanspruchung interessant. Mit dem so genannten CC-Verfahren kann die Betonausbruchlast berechnet werden. Das Berechnungsverfahren basiert auf Modellvorstellungen, wie sie auch für die punktuelle Belastung bei lokalen Abplatzungen infolge Korrosion angewendet werden könnten.

Bei der Versagensart „Betonausbruch“ ergibt sich für dübelartige Verankerungen ein kegelförmiger Ausbruchkörper. Die Neigung der Kegelmantelfläche gegenüber der Betonoberfläche steigt mit zunehmender Verankerungstiefe etwas an; vereinfachend wird von den Autoren jedoch von einer konstanten Neigung von $\alpha \sim 35^\circ$ ausgegangen (**Bild 6.1**).

Bei mehreren benachbarten Verankerungen reduziert sich der Ausbruchwiderstand des Betons mit abnehmendem Abstand der Verankerungsbolzen untereinander, da sich keine vollständigen Ausbruchkegel mehr ausbilden können. Bei Verbunddübeln unter Zugbeanspruchung stellten sie fest, dass bei einem bestimmten charakteristischen Achsabstand s , die Dübel einer 4er-Gruppe sich nicht mehr gegenseitig beeinflussen. Wenn die Betonzugtragfähigkeit vollständig ausgenutzt werden kann, ist dies der Fall, wenn s mindestens das Dreifache der effektiven Einbettiefe beträgt. Unterhalb der vollen Betonzugtragfähigkeit ist der charakteristische Achsabstand s proportional zur Verbundfestigkeit und zum Durchmesser der Ankerstange d . Der Werte für s/d kann bis 10 betragen. **Bild 6.1** illustriert das Gesagte. Mit dem Verfahren lässt sich auch die Frage des Einflusses des Randabstands bearbeiten.

Basierend auf diesen Ergebnissen könnte sich eventuell ein Modell einerseits für flächige Korrosionsangriffe und andererseits für den Einfluss des Abstandes von benachbarten korrodierenden Bewehrungsstäben ableiten lassen.

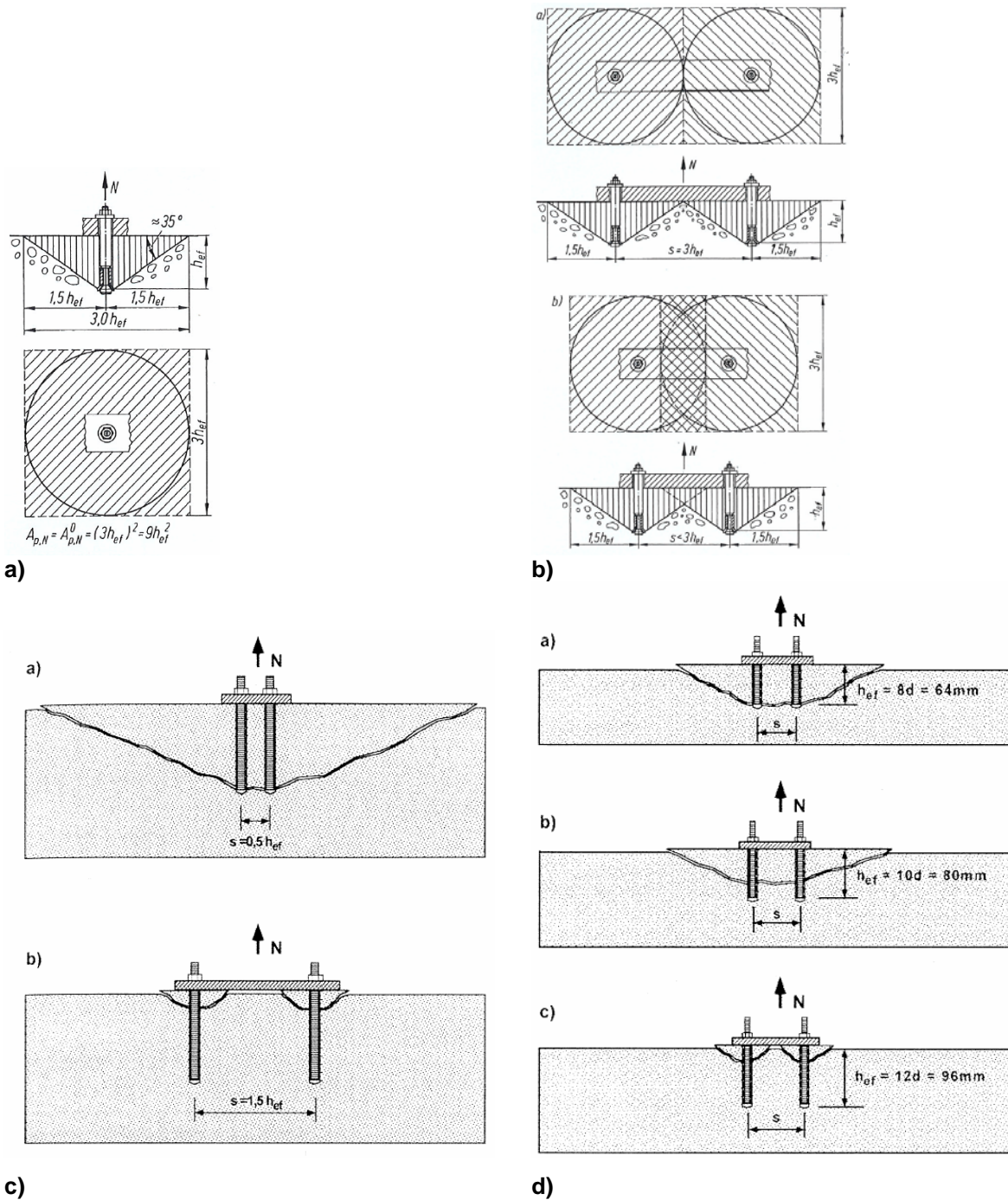


Bild 6.1: Betonausbruchkörper nach Versuchen (idealisiert) [Fuchs 1995]

- a) Einzelner Kopfbolzendübel
- b) Einfluss des Achsabstands bei Zweifachverankerung

Versagensarten von Gruppenbefestigungen mit Verbunddübeln [Eligehausen 2005].

- c) M12 mit konstanter effektiver Verankerungstiefe h_{ef} (12-facher Durchmesser) und variablem Achsabstand s .
- d) M8 mit konstantem Verhältnis Achsabstand s zu effektiver Verankerungstiefe h_{ef} und variabler Verankerungstiefe.

Numerische Analysen der Betonschäden infolge der gleichmässigen Bewehrungskorrosion führten auch Müller et al. [Müller 2003] durch. Sie nahmen dabei eine lineare Zunahme des Sprengdruckes um 0.05 N/mm^2 pro Jahr an (willkürliche Annahme). Untersucht wurden der Einfluss der Überdeckung, des Durchmesser und des gegenseitigen Abstandes der Bewehrungsstäbe sowie der Betonfestigkeit. Rissbildung wurde generell viel früher als Betonablösungen festgestellt (**Bild 6.2**).

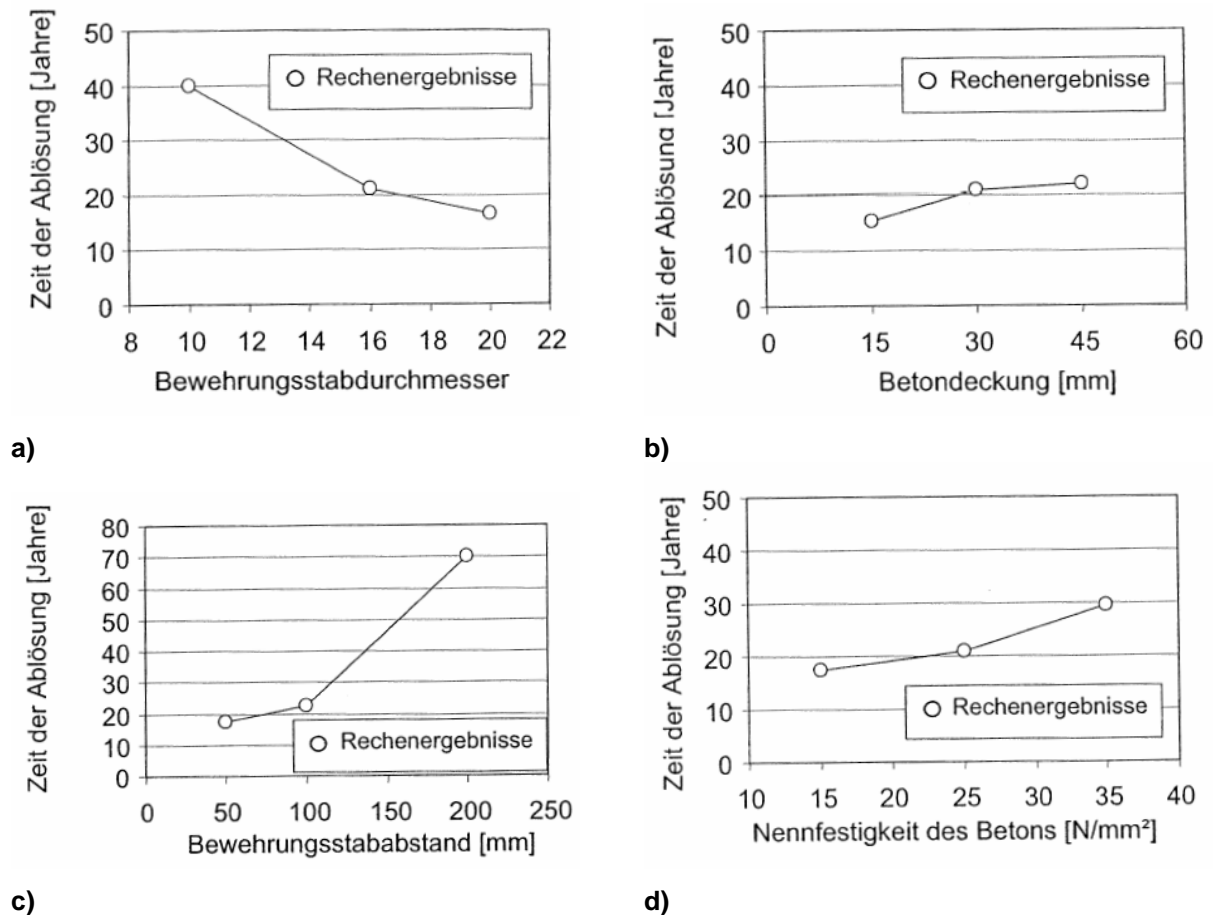


Bild 6.2: Ergebnisse der numerischen Berechnungen zu verschiedenen Einflüssen auf den Zeitpunkt der Ablösung [Müller 2003].

- a) Durchmesser (B 25, Überdeckung: 30 mm, Abstand: 100 mm)
 b) Überdeckung (B 25, Durchmesser: 16 mm, Abstand: 100 mm)
 c) Bewehrungsabstand (B 25, Überdeckung: 30 mm, Durchmesser: 16 mm)
 d) Druckfestigkeit des Betons (Überdeckung: 30 mm, Durchmesser: 16 mm, Abstand: 100 mm)

Aus den Untersuchungen von Müller et al. [Müller 2003] können folgende Schlüsse gezogen werden:

- Der Durchmesser der Bewehrung hat einen starken Einfluss.
- Die Überdeckung hat bis 30 mm einen starken, danach einen abnehmenden Einfluss. Der erste Riss trat bei 15 mm Überdeckung bereits nach 3 Jahren auf, die Ablösung erst nach 15.5 Jahren. Bei 30 mm Überdeckung zeigte sich der erste Risse erst im 10. Jahr, die Ablösung erst mit 21 Jahren.
- Gegenseitiger Abstand der Bewehrungsstäbe (Durchmesser 16 mm, Überdeckung: 30 mm): Bei einem Abstand von 50 und 100 mm ($100/16 = 6.25$) wuchsen die Risse zusammen und führten zu Ablösungen. Bei einem Abstand von 200 mm ($200/16 = 12.5$) führte die Korrosion zu keilförmigen Abplatzungen. Erste Risse: nach 32 Jahren, Abplatzungen nach 70 Jahren.

- Mit zunehmender Betonfestigkeit wird die Zeit bis zur Bildung von Betonablosungen verlängert.

Aus diesen Resultaten könnte man folgern, dass für die Bildung von Ablösungen (Abplatzungen) die 2 bis 5-fach grössere Rostmenge nötig ist als für die Rissbildung im Überdeckungs beton.

Die Berechnungen Müller et al. [Müller 2003] liefern Ergebnisse zur Korrosionsphase, die qualitativ mit den praktischen Erfahrungen übereinstimmen. Allerdings ist hier auch anzumerken, dass vorab die Annahme einer gleichmässigen Korrosion über die ganze Länge und den ganzen Umfang eines Bewehrungsstabes in der Praxis selten erfüllt ist. Noch komplexer ist die Situation beim Lochfrass. Zudem wurde mit dem Modell nur die Korrosionszeit (Wachstumsphase) untersucht. Die Initiierungsphase wurde nicht berücksichtigt.

Im Rahmen eines DFG-Forschungsprojektes [DFG 2005] werden diese Arbeiten nun fortgesetzt mit dem Ziel, ein Rechenmodell zu entwickeln, das eine wirklichkeitsnahe Analyse der korrosionsbedingten Sprengdrücke bzw. der Entwicklung der Rissbildung im Beton ermöglicht. Erste Ergebnisse dazu wurden kürzlich vorgestellt [Bohner 2006].

Auch von Zhou et al. [Zhou 2005] wurden FE-Berechnungen basierend auf einem einfachen geometrischen Modell durchgeführt. Je nach gegenseitigem Abstand der Bewehrungsstäbe s , Betonüberdeckung c , Durchmesser der Bewehrung d und dem Korrosionsfortschritt ergaben sich die folgenden drei Versagensarten:

1. Ablösungen (Schichttrennung, Delamination) mit nachfolgender Längsrissbildung
2. Längsrissbildung gefolgt von Ablösungen
3. Längsrissbildung gefolgt von Abplatzungen

Für den Wechsel zwischen den Versagensarten 1 und 2 bzw. 2 und 3 geben sie Grenzkriterien an (**Tabelle 6.1** und **Bild 6.3**).

Versagensart	Risswege	Kriterien
Wechsel von 1 zu 2	$L_1 \leq L_3$	Gleichung 1 $c \leq (s - d) / 2$ bzw. $s \geq 2c + d$
Wechsel von 2 zu 3	$L_2 \leq L'_3$	Gleichung 2 $c \leq 0.261s - 0.631d$ bzw. $s \geq 3.828c + 2.414d$

Tabelle 6.1: Kriterien für das Auftreten der verschiedenen Versagensarten [Zhou 2005]. Die Risswege L sind in **Bild 6.3** definiert.

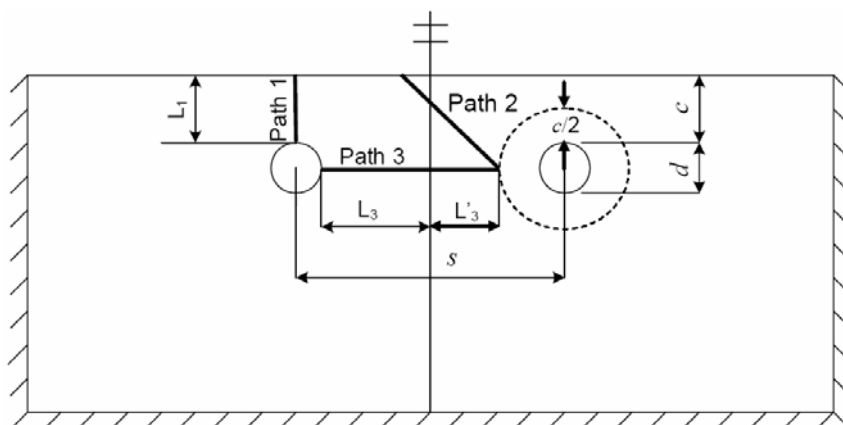


Bild 6.3: Risswege [Zhou 2005].

In **Bild 6.4** sind diese Zusammenhänge veranschaulicht. Ist der Bewehrungsabstand s gleich oder grösser als $2c + d$, so entstehen Längsrisse vor Ablösungen. Wenn s gleich oder grösser ist als $3.828c + 2.414d$, so treten Abplatzungen vor Ablösungen auf. Auf Grund der durchgeführten Parameterstudie kamen sie zu folgenden Schlüssen:

- Der für die Rissinitiierung erforderliche Korrosionsabtrag ist leicht von der Betondruckfestigkeit abhängig, nicht aber vom Verhältnis Überdeckung zu Durchmesser c/d .
- Die Grenzen für den Wechsel der Versagensarten werden nur von c , d und s , nicht aber von der Betonfestigkeit beeinflusst.
- Der für die Längsrisssbildung erforderliche Korrosionsabtrag nimmt mit dem Verhältnis c/d zu (**Bild 6.5**).
- Der für die Bildung von Ablösungen erforderliche Korrosionsabtrag wird im Wesentlichen durch das Verhältnis vom Abstand zum Durchmesser s/d bestimmt (**Bild 6.6**). Deutlich erkennbar ist dabei der Einfluss von d . Das Verhältnis von c/d hat keinen Einfluss, wenn s und d unverändert bleiben.
- Der für die Bildung von Abplatzungen erforderliche Korrosionsabtrag wird im Wesentlichen durch das Verhältnis von c/d bestimmt (**Bild 6.7**). Auch hier ist der Einfluss von d deutlich.

Insgesamt betrachtet liefern die Berechnungen plausible Ergebnisse. Allerdings sei erwähnt, dass die Annahme des Winkels für den Ausbruchkegel von 45° nicht durch Versuche oder Feldergebnisse abgestützt wurde. Gemäss eigenen Beobachtungen können deutlich kleinere Winkel auftreten (siehe **Tabelle 5.5**).

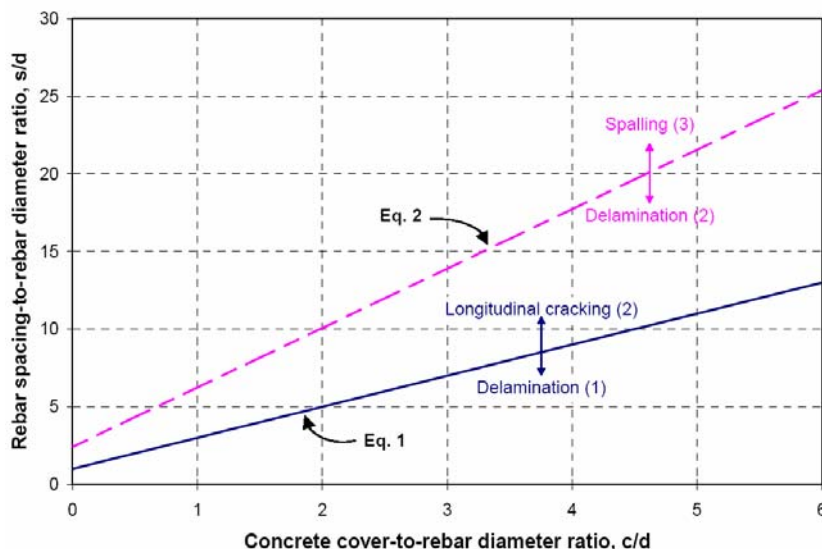


Bild 6.4:

Grenzbereiche für das Auftreten der verschiedenen Versagensarten [Zhou 2005].

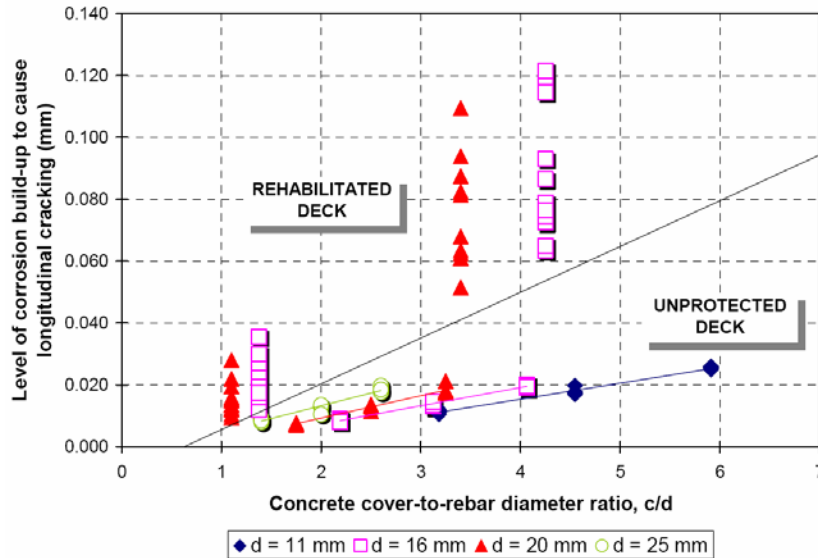


Bild 6.5:

Einfluss von c/d auf den erforderlichen Korrosionsabtrag für die Bildung von Längsrissen [Zhou 2005].

Anmerkung: Auf die instand gesetzte Fahrbahnplatte wird hier nicht eingegangen.

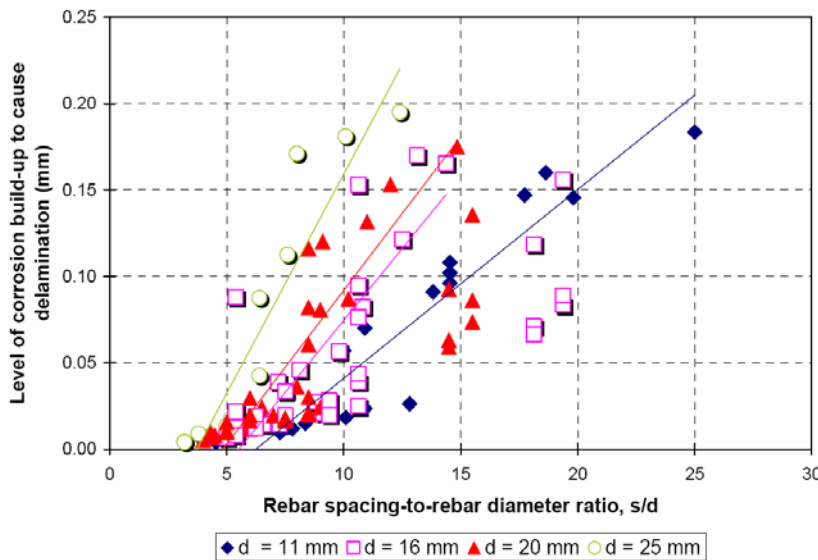


Bild 6.6:

Einfluss von s/d auf den erforderlichen Korrosionsabtrag für die Bildung von Ablösungen [Zhou 2005].

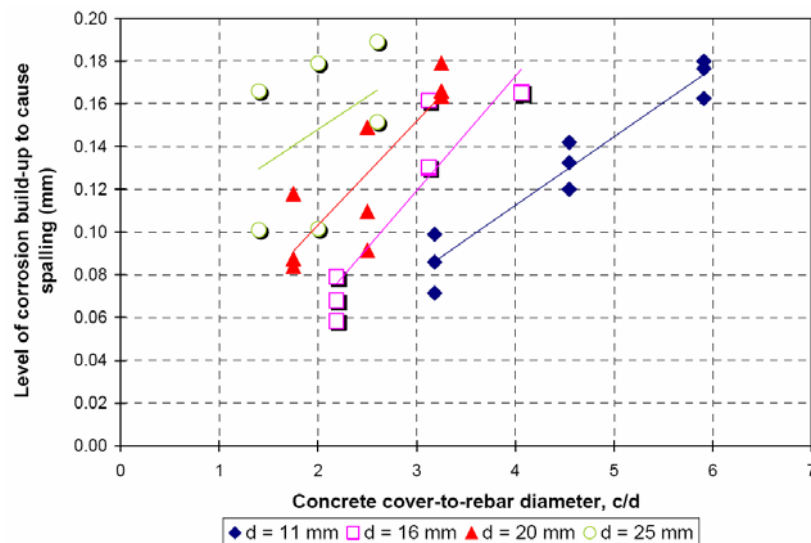


Bild 6.7:

Einfluss von c/d auf den erforderlichen Korrosionsabtrag für die Bildung von Abplatzungen [Zhou 2005].

Lundgren [Lundgren 2002] modellierte den Einfluss der Korrosion auf den Verbund und die Sprengwirkung der Rostprodukte (Volumenzunahme um den Faktor 2). Für die FE-Rechnungen wurden die Daten von Ausziehversuchen und der Zeit bis zur Rissbildung bei Laborprüfkörpern benutzt. Mit seinem Modell (**Bild 6.8**) und der **Gleichung 6.1** konnte er die Rost-Verformungskurve ermitteln (**Bild 6.9**).

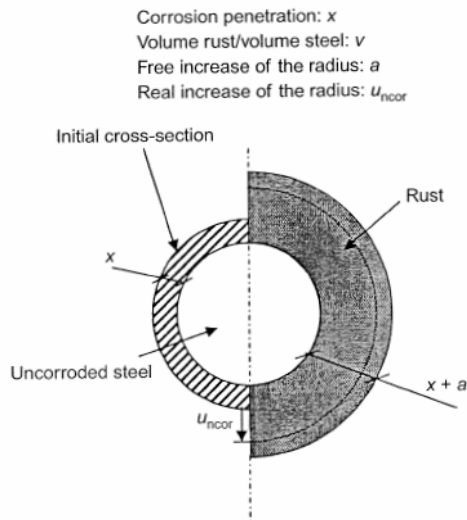


Bild 6.8:

Modell für die Berechnung des Rostdruckes [Lundgren 2002].

$$a = -r + \sqrt{r^2 + (v - 1) \cdot (2rx - x^2)} \tag{Gleichung 6.1a}$$

$$\epsilon_{cor} = \frac{u_{cor}}{x + a} \tag{Gleichung 6.1b}$$

Mit:

- a unbehindert Zunahme des Radius wegen der Korrosion
- r Radius der Stahlstabes
- v Verhältnis Rost- zu Stahlvolumen
- x Korrosionsabtrag
- u_{cor} reale Zunahme des Radius wegen der Korrosion
- ϵ_{cor} Verformung (Stauchung) im Rost

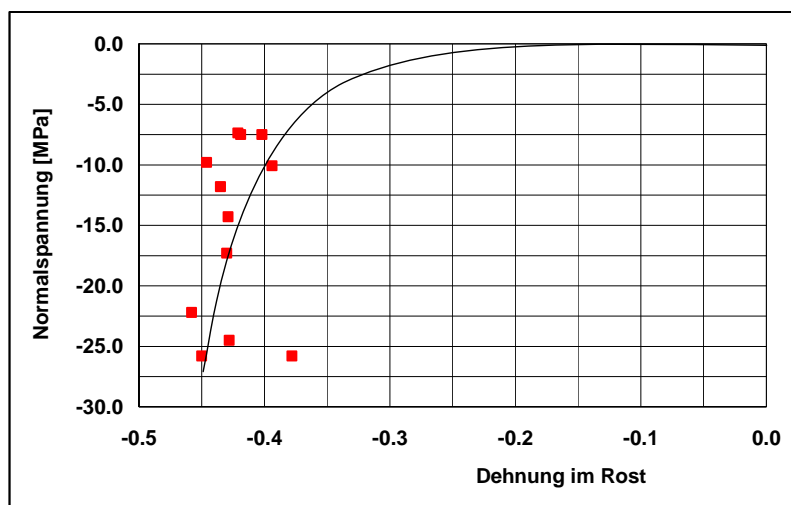


Bild 6.9:

Spannungs-Verformungskurve vom Rost [Lundgren 2002].

Morinaga et al. [Morinaga 1994] legten für die Abschätzung der Zeit bis zur Rissbildung folgende Gleichungen zu Grunde:

$$t = \frac{Q_{cr}}{q} \quad \text{Gleichung 6.2a}$$

$$Q_{cr} = 0.590 \cdot \left[1 + \frac{2c}{d} \right]^{0.85} \cdot d \quad \text{Gleichung 6.2b}$$

Mit:

t	Zeit, Jahre
Q_{cr}	kritischer Korrosionsabtrag für Rissbildung, $\times 10^{-8}$ N/mm ²
q	Korrosionsrate, $\times 10^{-8}$ N/mm ² Jahr
c	Überdeckung, mm
d	Durchmesser des (nicht korrodierten) Bewehrungsstabes, mm

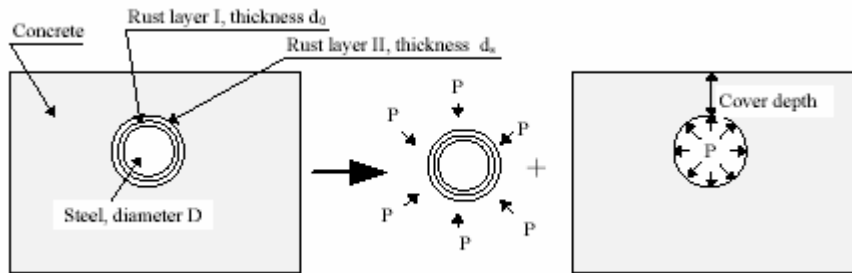
Für die Berechnung von q geben sie Gleichungen an, die die klimatischen Bedingungen, den w/z-Wert und den Chloridgehalt des Betons berücksichtigen. Das Modell wurde anhand der Ergebnisse von Felduntersuchungen an einem 30-jährigen Betonbau im Hafen von Tokio überprüft. Es wurde eine gute Übereinstimmung gefunden.

Ein empirisches Modell für die Berechnung der Zeit bis zur Rissbildung wurde von Liu und Wyers vorgeschlagen [Liu 1996a, 1996b, 1998, Wyers 1998]. Es berücksichtigt Überdeckung, Eigenschaften des Betons und der Grenzfläche Stahl/Beton, Art der Korrosionsprodukte, Durchmesser der Bewehrung, kritische Rostmenge und die Korrosionsgeschwindigkeit. Damit kann die Zeit, bis die zusammenhängenden Hohlräume um die Bewehrung mit Korrosionsprodukten gefüllt sind, wie auch die Zeit, bis der Druck der Korrosionsprodukte so gross ist, dass die Zugfestigkeit des Betons überschritten wird, berechnet werden. Zwischen gemessener und berechneter Zeit bis zur Rissbildung ergibt sich eine recht gute Übereinstimmung, obwohl in Wirklichkeit Lochkorrosion auftrat, bei der Berechnung aber von einem gleichmässigen Angriff ausgegangen wurde.

Liu und Wyers stellen fest, dass die Berechnung der Initiierungszeit komplex ist und sich daher zwischen Berechnung und Wirklichkeit grosse Abweichungen ergeben können. Folgende Aspekte sind dafür von besonderer Bedeutung:

- Das Volumen der Korrosionsprodukte, ausgedrückt als $m \cdot \text{Fe}(\text{OH})_2$ $n \cdot \text{Fe}(\text{OH})_3$ $p \cdot \text{H}_2\text{O}$, kann erheblich variieren. Die Variablen m, n und p hängen vom pH-Wert, Sauerstoffangebot und Feuchtigkeitsgehalt ab. Es ist hier anzumerken, dass weiter auch die Anwesenheit von Chloriden die Zusammensetzung und das Volumen der Korrosionsprodukte verändern.
- Die Korrosionsgeschwindigkeit von Stahl in Beton ist ein dynamischer Prozess und das Wachstum der Korrosionsprodukte folgt nicht einfach einem linearen Zusammenhang. Es nimmt eventuell mit zunehmender Rostmenge ab.
- Nicht alle Korrosionsprodukte wirken expansiv. Einige füllen Hohlräume im Bereich der Bewehrung oder sie wandern von der Grenzfläche Stahl/Beton weg.

Bei der Berechnung der kritischen Rostmenge gehen sie davon aus, dass ein Teil des Rostes in den Poren aufgenommen wird (**Bild 6.10**) und kommen dann zu **Gleichung 6.3**.

**Bild 6.10:**

Schematische Darstellung des Aufbaus des Korrosionssprengdrucks [Liu 1996a].

$$W_{\text{Crit}} = \rho_{\text{Rust}} \cdot \left(\pi \cdot (d_S + d_0) \cdot D + \frac{W_{\text{St}}}{\rho_{\text{St}}} \right)$$

Gleichung 6.3

Mit:

W_{Crit}	Menge der Rostprodukte
W_{St}	Menge des abkorrodierten Stahls
ρ_{Rust}	Dichte der Rostprodukte
ρ_{St}	Dichte des Stahls
d_S	Dicke der Rostschicht zur Erzeugung von Zugspannungen
d_0	Dicke des porösen Bandes um die Grenzfläche Stahl/Beton
D	Durchmesser des Bewehrungsstabes

Es gilt ferner: $W_{\text{St}} = \alpha W_{\text{Crit}}$. Dabei ist α das Verhältnis der Molmassen von Stahl zu jenem der Rostprodukte. Für $\text{Fe}(\text{OH})_3$ setzen sie $\alpha = 0.523$, für $\text{Fe}(\text{OH})_2$ hingegen ist $\alpha = 0.622$ (siehe **Bild 3.5**). Bei ihren weiteren Berechnungen modellieren Liu und Wyers den korrodierenden Bewehrungsstab als dickwandiger Zylinder (**Bild 6.10**). Für die minimale Spannung, die zur Rissbildung führt, leiten sie **Gleichung 6.4** ab (vgl. die von [Williamson 2000] benutzte **Gleichung 4.4**).

$$P = \frac{2 \cdot c \cdot f_t}{D + 2d_0}$$

Gleichung 6.4

P	minimale Spannung für Rissbildung
c	Überdeckung
f_t	Zugfestigkeit des Betons
d_0	Dicke des porösen Bandes um die Grenzfläche Stahl/Beton (= 12.5 μm)
D	Durchmesser des Bewehrungsstabes

Aus dieser Gleichung geht hervor, dass die minimale Spannung proportional mit der Zugfestigkeit und dem Verhältnis Überdeckung/Stabdurchmesser zunimmt. Die auf dieser Basis berechneten Resultate sind in den **Bilder 6.11 bis 6.13** gezeigt.

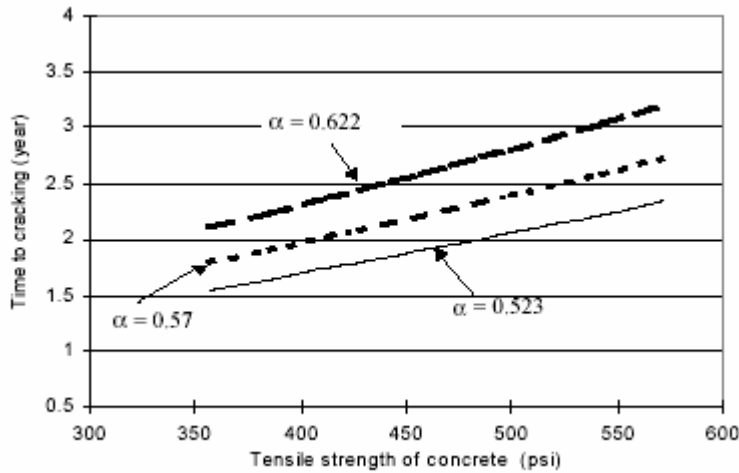


Bild 6.11:

Zeit bis zur Rissbildung in Abhängigkeit von der Zugfestigkeit des Betons [Liu 1996a].

Überdeckung: 51 mm
Stromdichte: $2.15 \mu\text{A}/\text{cm}^2$

100 psi = 0.69 MPa (N/mm²)

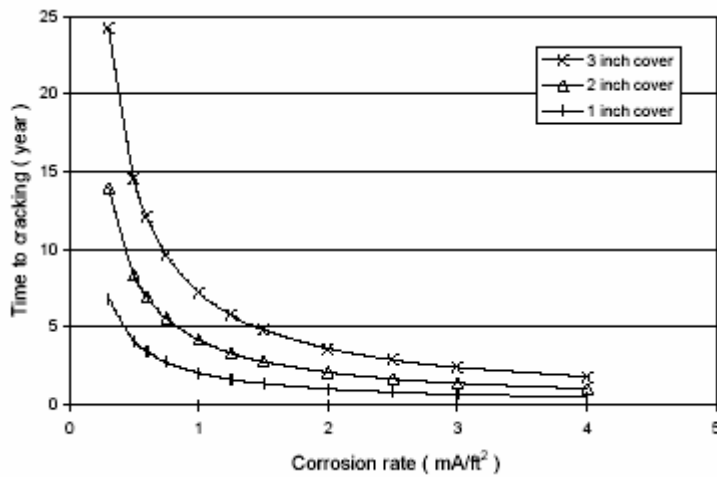


Bild 6.12:

Zeit bis zur Rissbildung in Abhängigkeit von der Korrosionsgeschwindigkeit [Liu 1996a].

1 mA/ft² = $1.07 \mu\text{A}/\text{cm}^2$
= 12.4 $\mu\text{m}/\text{Jahr}$

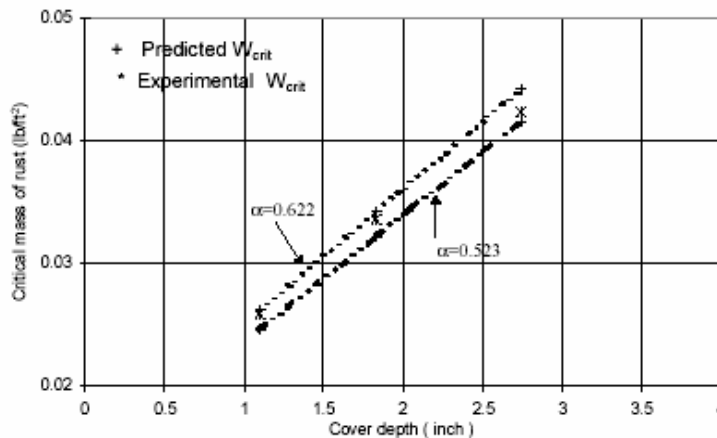


Bild 6.13:

Kritische Rostmenge für die Rissbildung [Liu 1996a].

1 lb/ft² = 0.2 mg/mm²
1 in = 25.4 mm

Im Gegensatz zu den einzelnen Schritten der Initiierungs- und Korrosionszeit gibt es nur sehr wenige Versuche, um unter Einbezug der vorher ablaufenden Schritte Modelle zu entwickeln, mit denen die Zeit bis die Lebensdauer (Nutzungszeit) bzw. der Grenzzustand der Tragsicherheit oder der Gebrauchstauglichkeit erreicht ist, zu berechnen. Dabei stellt sich, neben vielen anderen, auch die grundlegende Frage, wie die „Grenzzustände“ zu definieren sind.

In diesem Sinne ergänzte Wyers [Wyers 1998] das oben erläuterte Modell von [Liu 1996a, 1996b] um den Teil „Chlorideintrag“ (Diffusionsmodell) bzw. um Zeit bis zur Initiierung der Korrosion und berechnete die Gebrauchstauglichkeitsdauer von chloridbelasteten Stahlbetonbauten. Dabei werden zur berechneten Initiierungszeit noch 5 Jahre für die Zeit bis zur Rissbildung in Rechnung gestellt. Das Ergebnis dieser Abschätzung ist in der **Tabelle 6.1** zusammengestellt.

Kritischer Chloridgehalt, kg/m^3 (M.%/Z)	Chloriddiffusionskoeffizient, mm^2/Jahr (m^2/s)					
	77 ($2.44 \cdot 10^{-12}$)		38 ($1.20 \cdot 10^{-12}$)		19 ($0.60 \cdot 10^{-12}$)	
	Überdeckung, mm					
	40	60	40	60	40	60
0.9 (0.3)	14	20	20	31	30	53
1.8 (0.6)	19	30	29	51	49	93
2.7 (0.9)	28	48	47	87	84	-
3.6 (1.2)	48	91	89	-	-	-

Tabelle 6.1: Schätzwerte für die Gebrauchstauglichkeitsdauer von chloridbelasteten Stahlbetonbauten [Wyers 1998].

Einen aktuellen Überblick über verschiedene Modelle enthält die Arbeit von Liang et al. [Liang 2002]. Die Autoren benutzten diese Modelle, um mit ihren Messresultaten (Potential, Korrosionsgeschwindigkeit, Überdeckung) die Nutzungszeit einer 69 Jahre alten chloridbelasteten Brücke abzuschätzen. Dies ist einer der ersten Versuche dieser Art für chloridbelastete Betonbauten. Dabei berechneten sie mit den gemessenen und geschätzten bzw. angenommenen Werten für die verschiedenen Parameter die Initiierungs- und Korrosionszeit für verschiedene Bauteile dieser Brücke. **Bild 6.14** zeigt die mit den verschiedenen Modellen berechnete mittlere minimale und maximale Initiierungs- und Korrosionszeit. Die Ergebnisse der verschiedenen Modelle weichen teilweise erheblich voneinander ab. Bei den meisten Modellen ist die Initiierungszeit wesentlich länger als die Korrosionszeit (ca. Faktor 4 und mehr). Der Autor stellt fest, dass die Ergebnisse für die Bauteile A, C, D, G mit der Wirklichkeit übereinstimmen, jene für B, E, F und H hingegen nicht. Eine Erklärung hierfür wird nicht gegeben.

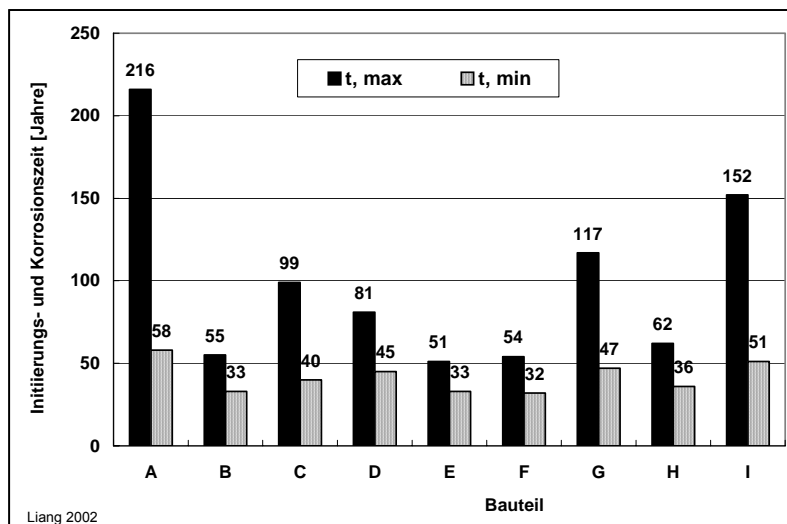


Bild 6.14:

Die mit verschiedenen Modellen berechnete mittlere minimale und maximale Initiierungs- und Korrosionszeit (t_{\min} und t_{\max}) für diverse Bauteile der 69-jährigen chloridbelasteten Chun-shan Brücke in Tapei, Taiwan [Liang 2002].

Cairns et al. [Cairns 2005a] berechneten verschiedene kritische Zeiten über die Lebensdauer gemäss **Bild 6.15**. Die kritischen Zeiten wurden wie folgt definiert:

- t_0 Zeit bis Korrosionsabtrag signifikant ist (kritischer Chloridgehalt an der Bewehrung erreicht bzw. überschritten)
- t_1 Zeit bis Längsrisse über der Bewehrung auftreten
- t_2 Zeit bis Längsrisse über der Bewehrung eine Breite von 0.3 mm haben (ästhetischer Grenzwert für Rissbreite)
- t_{3a} Zeit bis Längsrisse über der Bewehrung eine Breite von 2.0 mm haben und Abplatzungen über der Bewehrung auftreten
- t_{3b} Zeit bis die Bewehrung einen Querschnittsverlust von 10% aufweist

Für die Modellierung wird der Chlorideintrag mit dem 2. Fick'schen Gesetz berechnet. Die Korrosionsrate wird als Funktion des Chloridgehaltes in Rechnung gestellt. Die Zeiten werden mit den folgenden Grundannahmen ermittelt:

Überdeckung	30 mm
Betonqualität	Grade 35 (mittlere Druckfestigkeit 30 N/mm ²)
w/z-Wert	0.55
Durchmesser Bewehrung	16 mm
Chloriddiffusionskoeffizient	$1.1 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$
Oberflächenchloridkonzentration	0.36 M.%/Beton

Basierend auf diesen Grundannahmen wird die Wirkung verschiedener Parameter auf die kritischen Zeiten der Lebensdauer ermittelt (**Bild 6.16**). Die Berechnungen ergeben für übliche Bauwerksbedingungen (w/z-Wert: >0.45 bis 0.55, Überdeckung 20 bis ≤ 40 mm, Oberflächenchloridkonzentration <0.5 M.%/Beton) folgende Werte für die verschiedenen Zeiten (Lebensdauer: 50 bis <115 Jahre):

- t_0 <10 Jahre
- t_1 <25 Jahre
- t_{3A} <50 Jahre
- t_{3b} <30 Jahre

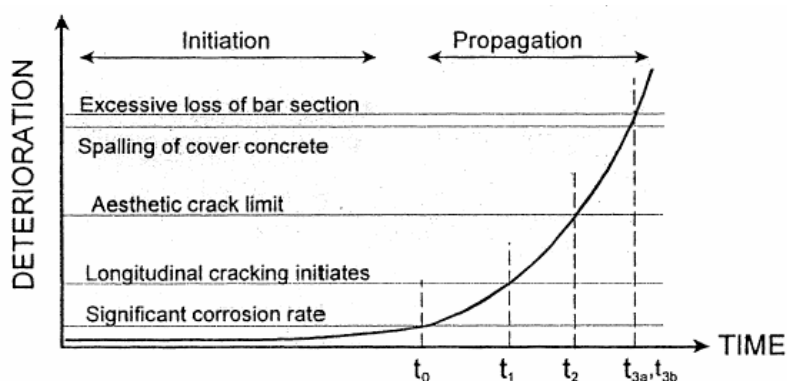


Bild 6.15:

Schadenskurve mit den verschiedenen kritischen Zeiten [Cairns 2005a].

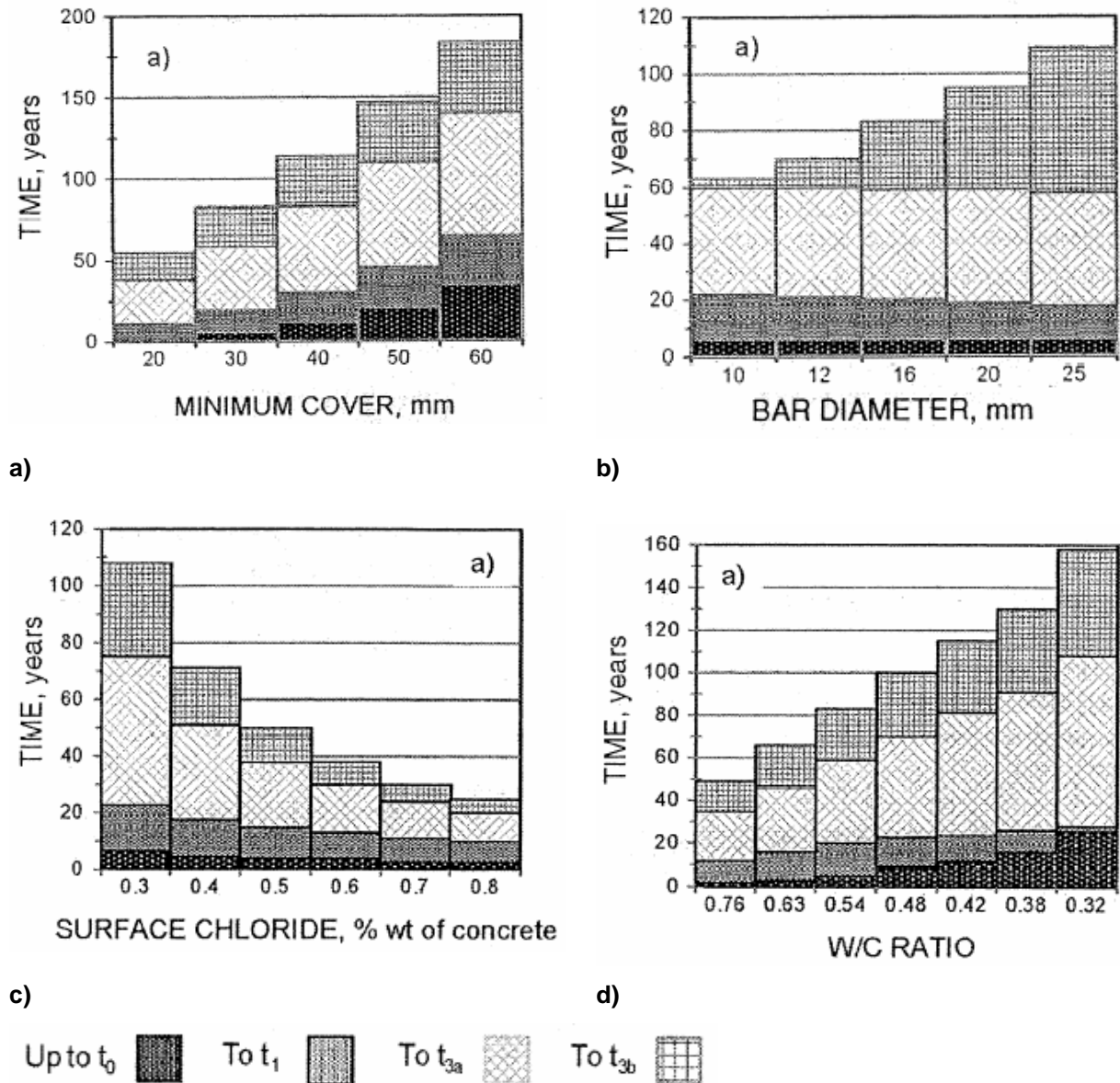


Bild 6.16: Einfluss verschiedener Faktoren auf die kritische Zeiten der Lebensdauer von chloridbelasteten Stahlbetonbauten [Cairns 2005a]. Grundannahmen für Berechnung: siehe Text.

- a) Einfluss der Betonüberdeckung
- b) Einfluss der Bewehrungsdurchmessers
- c) Einfluss der Chloridgehaltes an der Oberfläche
- d) Einfluss des w/z-Wertes

Im Rahmen eines grossen europäischen Forschungsprojektes mit der Bezeichnung „DuraCrete“ (1996-1999) wurde versucht, ein probabilistisches Konzept für die Dauerhaftigkeitsbemessung zu erarbeiten [DuraCrete 1998, Edvardsen 2005]. Vorgeschlagen wurde ein Korrosionsmodell, das sich auf die von der Exposition abhängigen Korrosionsgeschwindigkeiten abstützt (**Tabelle 2.2**). Alternativ zu diesen Angaben können auch experimentell ermittelte Werte eingesetzt werden. Die wesentlichen Elemente des DuraCrete-Modells sind:

- Berechnung des Korrosionsabtrags über die Zeit mit einer einfachen Gleichung, die die Abtragsrate und die Nasszeit berücksichtigt.
- Berechnung des Querschnittsverlustes an den Bewehrungsstäben (ursprünglicher Durchmesser abzgl. Abtrag); Lochkorrosion wird mit einem Faktor berücksichtigt. Für gleichmässige Korrosion ist der Faktor 2, bei Lochkorrosion kann er den Wert 10 erreichen.

- Die durch die Korrosion verursachten Änderungen der mechanischen Eigenschaften des Bewehrungsstahls können zurzeit nicht modelliert werden (widersprüchliche Resultate).
- Berechnung der Rissbreite in Abhängigkeit vom Abtrag. Dazu wird eine einfache Gleichung, die den Abtrag bis zur Rissbildung, das Verhältnis Überdeckung/Durchmesser Bewehrung, die Spaltzugfestigkeit des Betons und die Lage der Bewehrung berücksichtigt, verwendet.
- Weitere Überlegungen werden zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit von korrodierten Stahlbetonteilen gemacht. Gesicherte Modelle fehlen aber auch hier.

Im Bericht wird weiter festgestellt, dass verschiedene Modelle für den Korrosionsabtrag, die Rissbildung, die Änderungen der Verbundfestigkeit, die Gebrauchstauglichkeit und Tragsicherheit entwickelt wurden, dass aber Modelle, die Aussagen zu Abplatzungen und Ablösungen liefern, gänzlich fehlen.

Mit den Resultaten aus dem Korrosionsmodell wird dann versucht, die Konsequenzen auf den Verbund Stahl/Beton, die Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit abzuschätzen. Dabei musste festgestellt werden, dass bei verschiedenen Schritten sowohl die entsprechenden Modelle wie auch die nötigen konkreten Zahlenwerte fehlen.

In der **Tabelle 6.2** ist das DuraCrete-Modell den heute üblichen konventionellen Verfahren zur Dauerhaftigkeitsbemessung gegenüber gestellt [Edvardsen 2005].

	Traditional durability design	Performance-based durability design	
		Level 1	Level 2
	AASHTO, BS, Eurocodes	ACI-Life 365	DuraCrete
Basis	Experience & intuition	Deterministic calculations	Probabilistic calculations
Output	Simple deemed-to-satisfy rules (min. cover, max. w/c etc.)	Performance (deterioration mechanism)-based design (service life, probably of failure, min. cover, max. chloride diffusivity, min. carbonation resistance)	
Environment	Insufficient environmental classification	Poor environmental classification	Detailed environmental classification (e.g. marine bridge: submerged, atmospheric, splash/tidal zone)
Deterioration	No transport or deterioration modeling	Mathematical models for transport processes and deterioration mechanisms	
Concrete Quality	Independent on the actual concrete properties	Based on theoretical concrete properties	Based on actual concrete properties (actual chloride diffusion coefficient from concrete testing)

Tabelle 6.2 Vergleich verschiedener Methoden zur Dauerhaftigkeitsbemessung [Edvardsen 2005].

Ein weiterer wichtiger Schritt erfolgte dann im Rahmen des LIFECON-Projektes, das innerhalb des 5. Forschungspaketes EU (Projekt Growth) abgewickelt wurde [Lay 2003]. In den Ausführungen wird darauf verwiesen, dass bereits Rissbreiten zwischen 0.3 und 1.0 mm, die vor dem Entstehen von Abplatzungen auftreten, kritisch sein können. Auf Grund der Annahme, dass die Zeit bis zur Initiierung bzw. bis zur Rissbildung viel länger ist als die Zeit zwischen Rissbildung und der Bildung von Abplatzungen, kommen sie zum Schluss, dass die Modellierung der zeitlichen Zunahme der Rissbreiten nicht von Bedeutung ist.

Die wohl aktuellste und umfassendste Modellierung verschiedener Schädigungsprozesse wurde in der fib Task Group 5.6 „Model Code for Service Life Design“ seit 2002 erarbeitet [fib 2005]. Die Arbeit stützt sich wesentlich auf die Erkenntnisse aus dem DuraCrete-Projekt. Ohne auf die Details einzugehen, sei hier lediglich auf die Abschätzung der Wahrscheinlichkeit der Bildung von Rissen und Abplatzungen sowie des Versagens (25% Querschnittsverlust an der Beweh-

rung) bei Korrosion infolge Karbonatisierung hingewiesen (**Bilder 6.17 und 6.18**). Die Kurven wurden, da konkrete Zahlenwerte fehlen, mit den Schätzwerten von Experten berechnet (siehe **Bild 5.11**) Die berechneten Wahrscheinlichkeit-Zeit-Verläufe für die Bildung von Rissen und Abplatzungen stimmen nicht mit den vorhandenen Erfahrungen in der Schweiz überein. Dies kann mehrere Gründe haben (z.B. unterschiedliche Betonqualitäten oder Expositionsbedingungen).

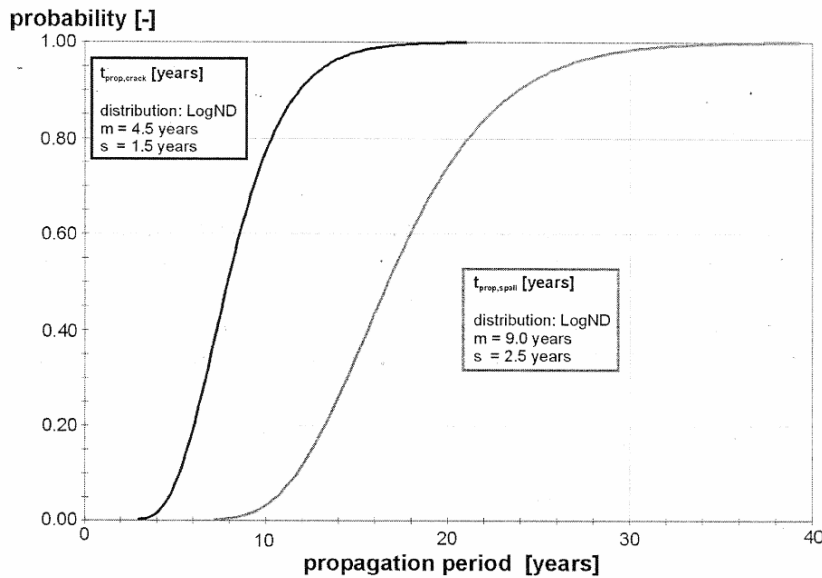


Bild 6.17:

Zeitliche Entwicklung der Wahrscheinlichkeit der Rissbildung (linke Kurve) und des Abplatzens (rechte Kurve) bei der Korrosion infolge Karbonatisierung [fib 2005].

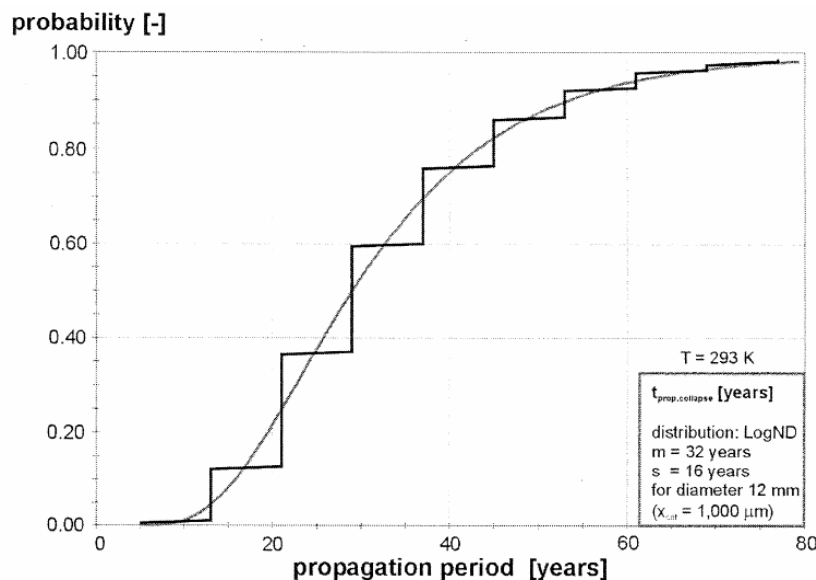


Bild 6.18:

Zeitliche Entwicklung der Wahrscheinlichkeit des Versagens bei der Korrosion infolge Karbonatisierung (Querschnittsverlust an der Bewehrung 25%) [fib 2005].

Ebenfalls mit einem probabilistischen Ansatz versuchten Kokubo et al. [Kokubo 2006] den festgestellten Zustand der Hauptträgern von 22 japanischen Brücken nachzuvollziehen (**Bild 6.19**). Der Chlorideintrag wurde dabei basierend auf dem üblichen Ansatz mit dem 2. Fick'schen Gesetz berechnet. Grob betrachtet widerspiegelt die Rechnung die Tendenz der allerdings stark streuenden praktischen Ergebnisse.

Sehr umfangreiche Untersuchungen zur Abschätzung der Lebensdauer von Betonbrücken wurden in Kanada (National Research Council / Institute for Research in Construction) durchgeführt (siehe dazu die Publikationen von [Martin-Perez 2003, Morcouc 2002, 2005, Lounis 2004a,b, 2006a,b, Zhou 2005 und Zhang 2006]). Das **Bild 6.20** zeigt die Ergebnisse der Lebensdaueranalysen von Brücken.

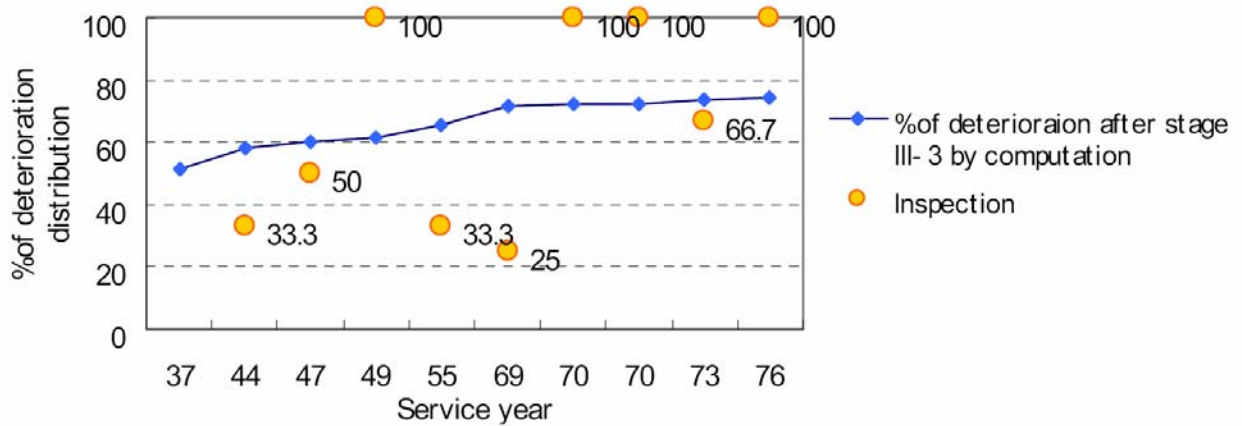


Bild 6.19: Nachgerechneter bzw. beobachteter prozentualer Anteil der Träger von japanischen Brücken, die den Zustand III-3, d.h. Risse oder Abplatzungen, aufwiesen [Kokubo 2006].

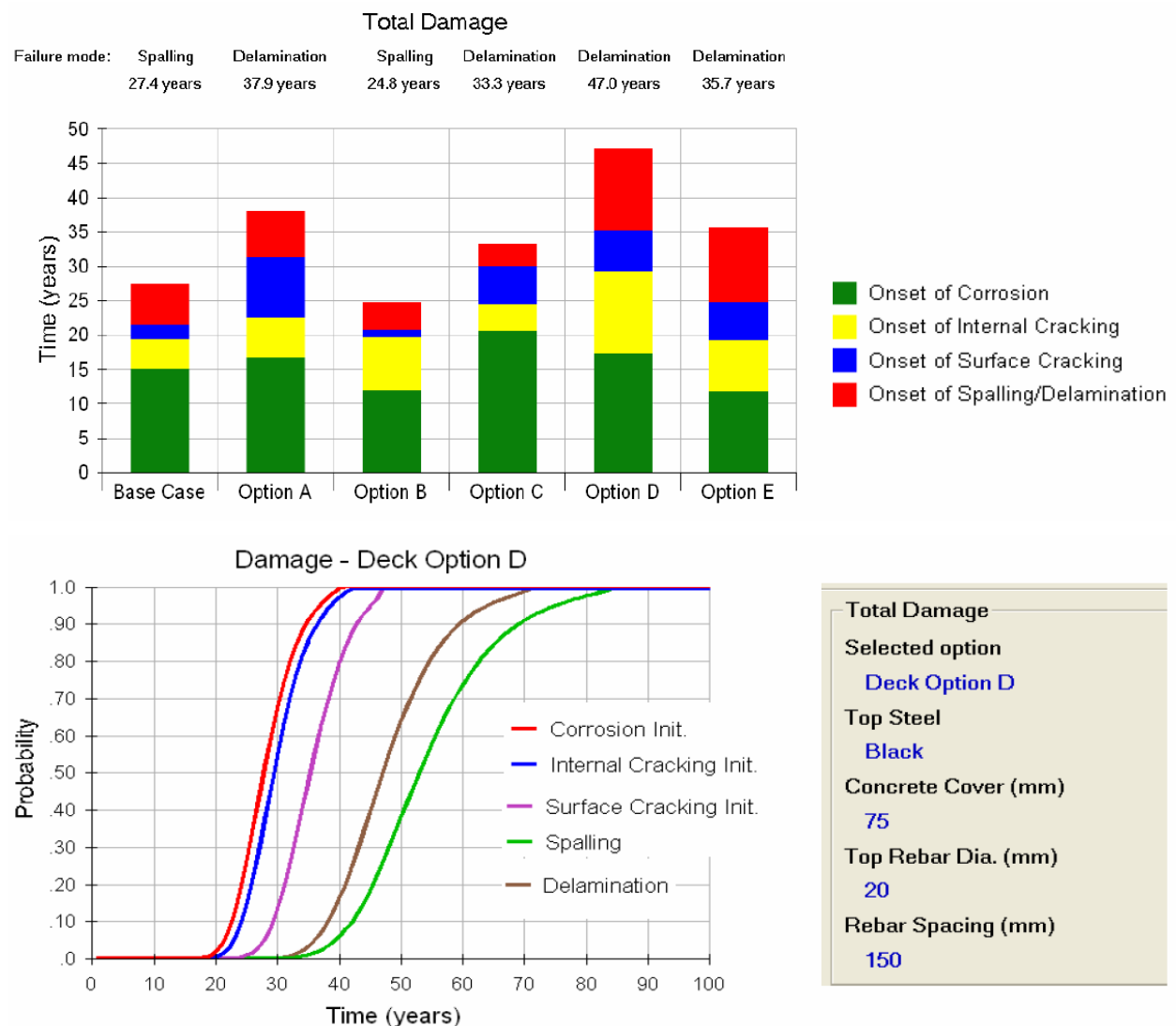


Bild 6.20: Deterministische (oben) und probabilistische (unten) Lebensdaueranalyse von Brücken [CIF 2005].

7 Folgerungen

7.1 Allgemeines

Bei der Bearbeitung des Forschungsprojektes hat es sich gezeigt, dass bei der Beurteilung der Korrosion der Bewehrung und der dadurch verursachten Schäden (z.B. Risse im Beton, Betonabplatzungen, Querschnittsverluste an der Bewehrung, veränderte Eigenschaften des Betonstahls) Kriterien für die Definition der Grenzzustände der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit nötig sind.

Gemäss Norm SIA 260 [SIA 2003a], Ziffer 2.3 „Anforderungen“, muss ein Tragwerk für die geplante Nutzungsdauer (bis 10, bis 25, 50 und 100 Jahre) u.a. auch zuverlässig sein. Für das Festlegen der Zuverlässigkeit ist zu berücksichtigen (Ziffer 2.3.5):

- Art und Folgen eines Versagens
- Ausmass der akzeptierten Schäden
- Bedeutung des Tragwerks für die Katastrophenbewältigung nach einem aussergewöhnlichen Ereignis
- Aufwand zur Verminderung des Risikos
- Möglichkeiten für die Überwachung, Instandhaltung und Instandsetzung sowie der damit verbundene Aufwand.

Zur Frage der Grenzzustände der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit enthält die Norm SIA 260 [SIA 2003a] folgende Hinweise:

4.3.1 Grenzzustände der Tragsicherheit

4.3.1.1 Grenzzustände der Tragsicherheit betreffen:

- die Sicherheit des Tragwerks und seiner Einrichtungen
- die Sicherheit von Personen.

4.3.1.2 Grenzzustände der Tragsicherheit, deren Betrachtung erforderlich sein kann, betreffen:

- die Gesamtstabilität des Tragwerks
- den Tragwiderstand des Tragwerks oder eines seiner Teile, einschliesslich Auflager und Gründung
- die Ermüdungsfestigkeit des Tragwerks oder eines seiner Teile.

4.3.2 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

4.3.2.1 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit betreffen:

- die Funktionstüchtigkeit des Bauwerks
- den Komfort der Personen, die das Bauwerk nutzen
- das Aussehen des Bauwerks.

4.3.2.2 Die Bemessungskriterien der Gebrauchstauglichkeit können sich beziehen auf:

- Verformungen, welche die Funktionstüchtigkeit oder das Aussehen des Bauwerks oder dessen Einrichtungen beeinträchtigen oder Schäden an nichttragenden Bauteilen hervorrufen
- Schwingungen, welche die Funktionstüchtigkeit des Bauwerks einschränken oder den Komfort der das Bauwerk nutzenden Personen beeinträchtigen
- Dichtigkeitsmängel, welche die Funktionstüchtigkeit des Bauwerks einschränken oder die Nutzung des Bauwerks beeinträchtigen
- bauweisenspezifische Auswirkungen (z.B. Risse, Schlupf in Verbindungen), die das Aussehen des Bauwerks und die Dauerhaftigkeit des Tragwerks beeinträchtigen
- Grenzwerte der Umweltbelastung (z.B. Grundwasseraufstau).

In der Norm SIA 262 [SIA 2003c] finden sich keine direkten Hinweise, wie bei Betonbauten die Korrosion der Bewehrung bei den Grenzzuständen zu bewerten bzw. zu berücksichtigen ist. In einer Arbeit von Lay und Schiessl [Lay 2003] im Rahmen des LIFECON-Projektes der EU [Vesikari 2003, Sarja 2004] wurden die in der **Tabelle 7.1** aufgeführten Vorschläge gemacht. Dabei wird darauf verwiesen, dass bereits Rissbreiten zwischen 0.3 und 1.0 mm, die vor dem Entstehen von Abplatzungen auftreten, kritisch sein können. Beim Model Code der fib [fib 2005] nahm

man an, dass bei einem Querschnittsverlust der Bewehrung von 25% Versagen eintritt. Gemäss amerikanischen Erfahrungen ist bei Brücken das Ende der Gebrauchstauglichkeit (SLS 3) als erreicht zu betrachten, wenn etwa 12% der Bewehrung zu korrodieren beginnen (sofortige Instandsetzung erforderlich) [Žemajtis 1998]. Gemäss [Lounis 2006a] ist der Zustand von Brückenplatten als kritisch zu beurteilen, wenn 10 bis 15% der Gesamtfläche Abplatzungen oder Ablösungen aufweisen.

Grenzzustand		Erläuterung
Gebrauchstauglichkeit (serviceability limit state, SLS)	SLS 1	Depassivierung der Bewehrung.
	SLS 2	Bildung von Rissen.
	SLS 3	Betonabplatzungen, wenn kein Risiko wegen herunter fallenden Bruchstücken besteht. Ist diese Bedingung nicht erfüllt, muss dies als Grenzzustand der Tragsicherheit betrachtet werden.
Tragsicherheit (ultimate limit state, ULS)	ULS 1	Betonabplatzungen, wenn ein Risiko wegen herunter fallenden Bruchstücken besteht.
	ULS 2	Verlust des Verbundes zwischen Beton und Bewehrung.
	ULS 3	Versagen (Bruch) von tragenden Bauteilen.

Tabelle 7.1: Definition der Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und Tragsicherheit bei Bewehrungskorrosion [Lay 2003].

Bei der Planung von neuen Bauten sollte angestrebt werden, dass die Wahrscheinlichkeit, dass während der Zeit der Nutzung der Zustand SLS 1 eintritt, bei normalen Bauten nicht grösser als 50% und bei wichtigen Bauten nicht grösser als 3 bis 10% ist [Polder 2005].

Bei bestehenden Bauten treten die Grenzzustände SLS 1, 2 und 3 sowie ULS 1 häufig ein. Die Grenzzustände ULS 2 und 3 werden vermutlich selten erreicht, da bereits vorher Massnahmen eingeleitet werden müssen.

Die Zielsetzung des vorliegenden Forschungsprojekts betrifft vorab die Grenzzustände SLS 2 und 3 sowie ULS 1. Die dabei gestellten Fragen (**Kapitel 1.2**) konnten wegen der Komplexität des Problems, wegen fehlender praktischer Resultate und Modelle nur teilweise geklärt werden. Die wichtigsten Ergebnisse und Folgerungen sind im nachfolgenden Kapitel zusammengestellt.

7.2 Beurteilung des Risikos von Abplatzungen

7.2.1 Allgemeine und korrosionstechnische Aspekte

Aus den Labor- und Feldversuchen sowie aus den Bauwerksuntersuchungen konnte eine ganze Reihe von Faktoren ermittelt werden, die das Risiko von Abplatzungen beeinflussen (**Tabelle 7.2**).

Einflüsse		Kommentar
Bewehrung	Dicke der Überdeckung Durchmesser Gegenseitiger Abstand Lage der Bewehrung (Eck- bzw. Randbewehrung, Mittellage) Art der Bewehrung	Verhältnis Überdeckung zu Durchmesser. Verhältnis gegenseitiger Abstand zu Durchmesser. Grösseres Risiko bei der Eckbewehrung. Volumen und Menge des entstehenden Rostes: verzinkte Stähle verhalten sich ungünstiger als normale Betonstähle. Bei nichtrostenden Stählen tritt vorwiegend Lochfrass auf, was weniger rasch zu Abplatzungen führt.
Korrosion	Korrosionsursache: flächiger oder lokaler Angriff Aktueller Korrosionsabtrag Korrosionsgeschwindigkeit (bisher, zukünftig) Korrodierende Fläche oder Länge der Bewehrung Rostmodifikation	Je grösser der Abtrag, desto wahrscheinlicher sind Abplatzungen. Bei lokalen Angriffen kann der Abtrag sehr gross sein, ohne dass Abplatzungen entstehen. Verhältnis Karbonatisierungstiefe zu Überdeckung. Verhältnis Abtrag zu Überdeckung c (evtl. proportional zu c^2). Rissbreite in Abhängigkeit vom Abtrag. Bei korrosionsbedingten Rissen ist ab einer Breite von 1 bis 2 mm mit Abplatzungen zu rechnen. Bei bewitterten Bauteilen variiert die Abtragsrate stark und ist i.A. höher als bei unbewitterten Flächen.
Exposition	Betonfeuchtigkeit (bewittert, unbewittert, rel. Luftfeuchtigkeit) Temperatur (Sonneneinstrahlung), Temperaturzyklen Trocken-Nass-Zyklen, Wind Frosteinwirkung	Hohe Betonfeuchtigkeiten und hohe Temperaturen erhöhen die Korrosionsgeschwindigkeit. Frost, Temperatur- und Trocken-Nasszyklen führen zu höheren inneren Spannungen (vorab im Überdeckungsbeton). Eisbildung in Rissen fördert die Bildung von Abplatzung (bewitterte vertikale Flächen).
Beton	Betonqualität (w/z-Wert, Kapillar- und Luftporenvolumen) Mechanische Eigenschaften (Zugfestigkeit, E-Modul) Vorhandene Risse	Luftporen können Rost aufnehmen. Der Einfluss der mechanischen Eigenschaften scheint von untergeordneter Bedeutung zu sein. Vorhandene Risse erleichtern den Schadstoffeintrag.
Weitere	Erschütterungen (Verkehr etc.) Schwindspannungen Bauteilverformungen	Erschütterungen beschleunigen das Entstehen von Abplatzungen. Grobe Schwindrisse sind Transportwege für aggressive Substanzen und Risswege für Abplatzungen. Wiederkehrende Bauwerksverformungen fördern die Rissentwicklung.

Tabelle 7.2: Zusammenstellung der allgemeinen und korrosionstechnischen Einflüsse für das Entstehen von Abplatzungen infolge Korrosion.

Diese Resultate lassen den Schluss zu, dass das Risiko für Abplatzungen ansteigt mit:

- zunehmendem Korrosionsabtrag (nicht Korrosionsgeschwindigkeit).
- zunehmender korrodierender Länge der Bewehrung. Die korrodierende Länge alleine lässt aber keine sicheren Rückschlüsse zu. Dies gilt auch für der prozentualen Anteil der korrodierten Oberfläche. Mit zunehmender Lokalisierung des Korrosionsangriffs nimmt das Risiko

ab (siehe dazu z.B. die **Bilder 4.17, 4.18, 5.18, Tabelle 5.6**). Im karbonatisierten, aber chloridfreien Beton muss mit einem eher ganzflächigen Angriff gerechnet werden. Dies ist auch dann der Fall, wenn bei einer geringen Überdeckung der Chloridgehalt sehr hoch ist.

- abnehmender Überdeckung und abnehmendem Verhältnis Überdeckung zu Durchmesser der Bewehrung (**Tabelle 5.3**). Es konnte kein Grenzwert für die Überdeckung gefunden werden, ab dem kein Risiko für Abplatzungen mehr besteht. Aus einigen Laborversuchen ging hervor, dass die Überdeckung sich überproportional auswirkt (**Gleichungen 4.2, 4.5**). Bei den FE-Rechnungen von Müller et al. [Müller 2003] wurde demgegenüber ein deutlicher Einfluss der Überdeckung nur bis 30 mm festgestellt.
- zunehmendem Verhältnis Karbonisierungstiefe zu Überdeckung. Bei einem Verhältnis Überdeckung zu Durchmesser der Bewehrung unter 2 kann die Gefahr von Abplatzungen auch schon dann bestehen, wenn die Karbonisierungstiefe die Bewehrung noch nicht erreicht hat (**Bild 5.12a und 5.13a**). Bei chloridbelasteten Bauteilen können Abplatzungen auch ohne Karbonisierung des Betons auftreten (**Bild 5.12b und 5.13b**).

Die nötige Rostmenge ist für die Bildung von Abplatzungen viel grösser als für die Bildung von Rissen. Aus den FE-Rechnungen von Müller et al. [Müller 2003] ergab sich etwa der 2- bis 5-fache Wert. Aus der Auswertung der Resultate von Laborversuchen sowie von Feld- und Bauwerksuntersuchungen (**Tabelle 5.3**) ging sogar der Faktor 15 hervor. Dies bedeutet, dass bei gleicher Abtragsrate ab dem Zeitpunkt des Auftretens von Rissen noch eine erhebliche Zeit vergehen kann, bis Abplatzungen entstehen.

In den **Bilder 7.1 und 7.2** sind zusammenfassend einige wichtige Zusammenhänge dargestellt. Dem **Bild 7.1** kann entnommen werden, dass bei einem kleinen Verhältnis der Überdeckung zum Durchmesser der Bewehrung das Risiko von Abplatzungen schon relativ gross sein kann, auch wenn die Karbonisierung die Bewehrung noch nicht ganz erreicht hat. Umgekehrt kann das Risiko für Abplatzungen noch klein sein, auch wenn die Bewehrung schon im karbonatisierten Bereich liegt. **Bild 7.2** zeigt den Einfluss des Verhältnisses Überdeckung zu Durchmesser der Bewehrung auf den Korrosionsabtrag, der bei Korrosion infolge von karbonatisiertem Beton nötig ist, um Risse im Beton und Abplatzungen auszulösen. Bei einem stark lokalisierten Angriff entstehen Abplatzungen erst bei einem wesentlich höheren Abtrag.

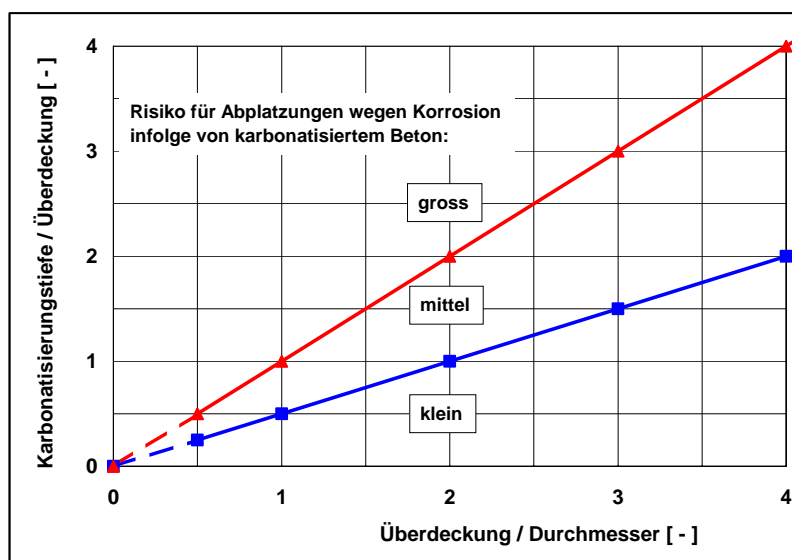
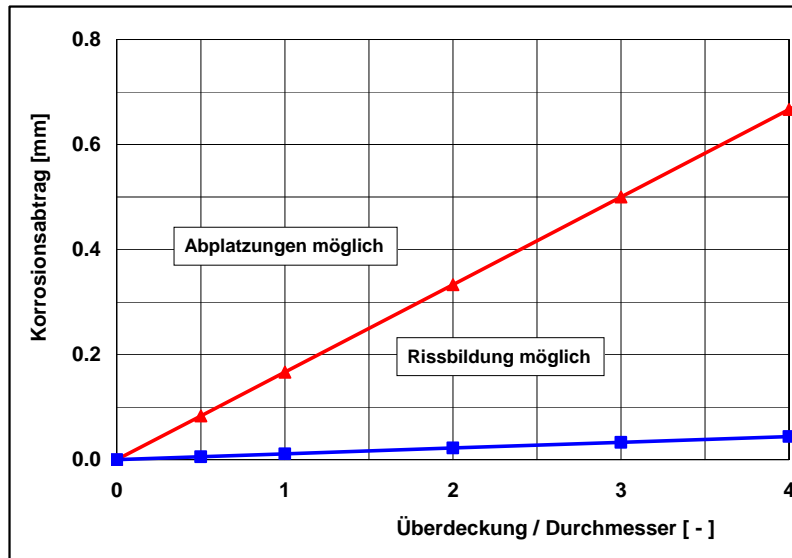


Bild 7.1:

Zusammenhang zwischen dem Verhältnis Überdeckung zu Durchmesser der Bewehrung und dem Verhältnis Karbonisierungstiefe zu Überdeckung und dem Risiko von Abplatzungen bei Korrosion infolge von karbonatisiertem Beton.

Wichtiger Hinweis: Das Diagramm ist nicht dazu geeignet, um im konkreten Einzelfall ohne Nachprüfung Risikobetrachtungen anzustellen!

**Bild 7.2:**

Einfluss des Verhältnisses Überdeckung zu Durchmesser der Bewehrung und des Korrosionsabtrages auf die Bildung von Rissen im Beton und Betonabplatzungen bei Korrosion infolge von karbonatisiertem Beton.

Wichtiger Hinweis: Das Diagramm ist nicht dazu geeignet, um im konkreten Einzelfall ohne Nachprüfung Risikobetrachtungen anzustellen!

Das Risiko für Abplatzungen wird durch bestimmte Expositionsbedingungen und weitere Einflüsse wie z.B. Trocken-Nass-Zyklen, Frosteinwirkung, Erschütterungen (Verkehr etc.), Schwindspannungen und Verformungen der Bauteile verschärft. Die Wirkung dieser Einflüsse kann aber nicht quantifiziert werden, da dazu keine Resultate vorliegen.

Die rechnerischen Ergebnisse zum Einfluss des gegenseitigen Abstandes zwischen den Bewehrungsstäben auf das Auftreten von Abplatzungen oder Ablösungen gehen auseinander. Gemäss [Dagher 1992, Capozucca 1995, Müller 2003] treten Abplatzungen anstelle von Ablösungen dann auf, wenn das Verhältnis vom gegenseitigen Abstand s zum Bewehrungsdurchmesser d zwischen 6 und 13 liegt ($6d < s < 13d$). Gemäss den Berechnungen von Zhou [Zhou 2005] ist dieser Wert vom Verhältnis Überdeckung zu Durchmesser der Bewehrung abhängig (**Bilder 6.4 bis 6.7**), nicht aber von der Betondruckfestigkeit. Die vereinzeltten Erfahrungswerte aus der Praxis lassen dazu keine allgemeine Aussagen zu.

Der Winkel des Betonausbruchkegels liegt in der Praxis offenbar nicht immer bei 45° , wie dies häufig für Berechnungen angenommen wird, sondern manchmal weit darunter. Bei der Untersuchung einer Brücke wurden z.B. Werte zwischen 7° und 17° gefunden.

Ausgangspunkt und Basis für die Beurteilung des zukünftigen Risikos von Abplatzungen ist das aktuell vorhandene Risiko, das an Hand der oben erläuterten Einflüsse abzuschätzen ist. Besonders wichtig sind der aktuelle Abtrag und die vorhandenen Rissbreiten. Mit der in der Zukunft zu erwartenden Korrosionsgeschwindigkeit (bzgl. der Einflüsse siehe **Kapitel 2.2.2**) kann der weitere Abtrag und daraus die Zunahme des Risikos für Abplatzungen abgeschätzt werden. Hierfür könnte die Messung der Korrosionsgeschwindigkeit vor Ort eine grosse Hilfe sein. Wie im **Kapitel 2.2.2** erläutert sind die heutigen Methoden zur Bestimmung der Korrosionsgeschwindigkeit noch ungenau und sollten nur von erfahrenen Fachleuten eingesetzt werden.

Für die weitere Absicherung der dargelegten Zusammenhänge sind weitere Resultate aus der Praxis nötig.

7.2.2 Bauteilspezifische Aspekte

Für die Abschätzung des Schadenpotenzials für Personen und Sachen sind neben den allgemeinen korrosionstechnischen Einflüssen auch die bauwerk- und bauteilspezifischen Aspekte zu betrachten und zu beurteilen. Dazu gehören z.B.:

- Art, Lage, Anordnung und Überdeckung der Bewehrung (siehe **Tabelle 7.2**). Bei Eckbewehrung ist das Risiko von Abplatzungen meist grösser. Bereiche mit dichter und überlappender Bewehrung sind besondere Risikobereiche (z.B. Sockelbereich von Stützen und Wänden mit Anschlussbewehrung)
- Lage und Anzahl der möglichen Abplatzungen bei den einzelnen Bauteilen.
- Fallhöhe und Fallwinkel, Aufschlagsfläche.
- Gewicht und Form der möglichen Abplatzungen (Fläche, Dicke). Ablösungen wegen oberflächenparalleler Rissbildung in der Ebene der Bewehrung führen zu grösseren Bruchstücken.
- Verformungen und Erschütterungen lockern abplatzende Stellen und fördern daher die Bildung Abplatzungen.
- Lokale Schwachstellen im Betongefüge, z.B. Betonieretappen, Kiesnester.
- Lokale Feuchtstellen oder Durchnässung des Betons: Sockel- und Fugenbereich.
- gefrierendes Wasser in Rissen und in beginnenden Abplatzungen z.B. bei vertikalen Flächen oder bei Nassstellen an der Untersicht wegen Wassereintrag von oben.
- zusätzliche Gefahrenmomente, z.B. Risse mit anderen Ursachen (z.B. wegen der Alkali-Aggregat-Reaktion).

Für die Einteilung der Bauwerke in Risikoklassen können keine allgemeinen Kriterien angegeben werden. Als Ausgangspunkt dafür kann die Tabelle 26 der Norm SIA 261 [**SIA 2003b**] oder die **Tabelle 7.1** herangezogen werden. Sofortiger Handlungsbedarf besteht demnach vorab dann, wenn das Risiko von Abplatzungen hoch ist und Personen oder Sachen gefährdet sind (ULS 1 gemäss **Tabelle 7.1**). In solchen Fällen sind Instandsetzungs- oder Schutzmassnahmen gegen herab fallende Betonstücke angezeigt. Als Sofortmassnahme können z.B. die gefährdeten Flächen oder Bereiche mit Netzen gesichert und/oder die losen Betonteile abgespitzt werden.

Beim Grenzzustand SLS 3 gemäss **Tabelle 7.1** sind in der Regel keine Sofortmassnahmen nötig. Instandsetzungsmassnahmen sind dann angezeigt, wenn die Gefahr besteht, dass in absehbarer Zeit der Grenzzustand ULS 2 oder ULS 3 erreicht wird. Die Dringlichkeit der Massnahmen richtet sich nach der Ausdehnung der Fläche mit möglichen Abplatzungen, der zeitlichen Entwicklung des Querschnittsverlusts der Bewehrung und der Bedeutung der von Korrosion betroffenen Bewehrung für die Tragsicherheit.

Die Frage, welche Besonderheiten bei reprofilierten Stellen zu beachten sind, konnte im Rahmen des Projektes nicht behandelt werden. Diese Fragestellung wurde bisher kaum beachtet. Resultate aus Laborversuchen oder aus Untersuchungen an Bauwerken gibt es keine. Zu beachten ist sicherlich, dass im Reparaturmörtel häufig Schwindrisse vorhanden sind und die neuen Grenzflächen meist Schwachstellen bilden. Es ist anzunehmen, dass wegen des schwächeren Verbundes reprofilierte Stellen rascher, d.h. bei geringerem Korrosionsabtrag, abplatzen als der ursprüngliche Beton. Wichtig bei dieser Frage sind vermutlich auch die geometrischen Randbedingungen der Ausbruchstellen (Verbundfläche vor oder hinter der Bewehrung, Winkel der Flanken etc.).

7.3 Folgerungen für die Zustandserfassung

Um das aktuelle und zukünftige Risiko von Abplatzungen bei einem bestimmten Bauwerk abzuschätzen, braucht es mehr Informationen als bei üblichen Zustandserfassungen. Die wichtigen zu ermittelnde Parameter gehen aus dem **Kapitel 7.2** hervor. Von besonderer Bedeutung sind der aktuelle Abtrag (inkl. Länge der korrodierenden Bewehrung), Karbonisierungstiefe, Chloridgehalt, Details zur Bewehrung (Überdeckung, Durchmesser und gegenseitiger Abstand der Bewehrung) und die Randbedingungen bei den Abplatzungen (Winkel, und Durchmesser der Abplatzung, Rissbreite an der Oberfläche) (**Bild 7.3**). Ohne gezielte Reinigung z.B. mittels Sand- oder Wasserstrahlen der Bewehrung ist der genaue Korrosionsabtrag vor Ort in der Regel schwierig zu ermitteln. Wo dies möglich ist, wird der entsprechende Bewehrungsabschnitt besser herausgeschnitten und im Labor untersucht.

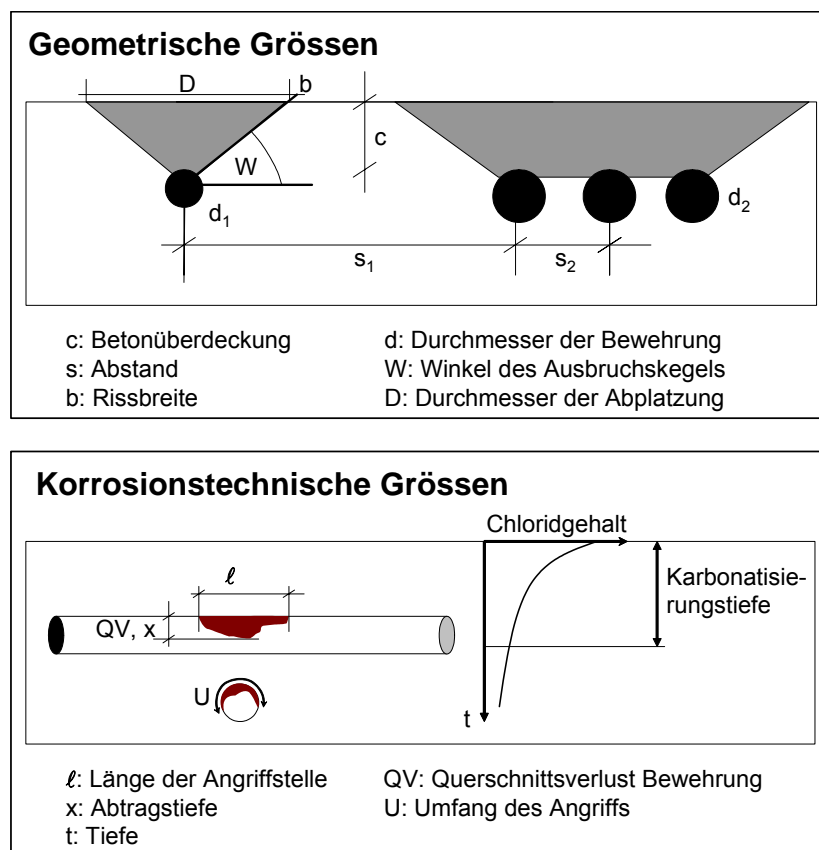


Bild 7.3:

Schematische Darstellung der geometrischen und korrosionstechnischen Größen, die bei Zustandserfassungen ermittelt werden sollten, damit die Kenntnisse über das Risiko von Abplatzungen vertieft werden können.

Für die Abschätzung des zukünftigen Risikos muss eine Annahme zur Korrosionsrate getroffen werden. Ein erster grober Hinweis ergibt sich aus dem aktuellen Korrosionsabtrag und einer Annahme für die Korrosionszeit. Bei chloridbelasteten Bauteilen und geringer Überdeckung der Bewehrung beträgt die Initiierungszeit bei einer Überdeckung unter 30 mm in der Regel weniger als 10 Jahre. Bei der Korrosion infolge karbonisiertem Beton ist zunächst die Zeit abzuschätzen, die notwendig war, damit die Karbonatisierung die Bewehrung erreichen konnte. Dafür gibt es verschiedene brauchbare Ansätze.

Mit dem Schätzwert für die aktuelle Korrosionsrate kann der weitere Abtrag ermittelt und das Risiko für die Bildung von Abplatzungen für eine gewisse Zeitspanne geschätzt werden.

Zu empfehlen ist, dass dann, wenn keine Instandsetzung durchgeführt wird, die gemachte Prognose periodisch überprüft und ggf. die Korrosionsgeschwindigkeit ermittelt wird (messtechnisch oder durch Bestimmung des effektiven Abtrags).

7.4 Forschungsbedarf

Die Bearbeitung des Projektes zeigte das weltweit zunehmende Interesse an der Fragestellung. Die Verknappung der finanziellen Ressourcen zwingt die Bauwerkseigentümer, das Erhaltungsmanagement von Bauwerken stetig zu verbessern und allenfalls nötige Instandsetzungen möglichst hinauszuzögern, ohne aber unliebsame Überraschungen oder Risiken in Kauf nehmen zu müssen. Das Projekt führte auch zur Erkenntnis, dass es wegen der Komplexität des Gesamtsystems trotz Anstrengungen verschiedener Forschergruppen bisher nicht gelungen ist, das Problem von Abplatzungen wissenschaftlich zu durchdringen. Deswegen gibt es auch noch kein gesichertes Modell für die Beurteilung des Risikos von Abplatzungen oder für die Prognose der Schadenentwicklung. Es wurden zwar verschiedene Modelle vorgeschlagen, keines aber wurde bisher mit praktischen Daten sorgfältig überprüft; teilweise sicher auch deshalb nicht, da brauchbare Daten von Bauwerken weitgehend fehlten.

Um beim bearbeiteten Forschungsgegenstand weitere Fortschritte zu erzielen, sind zusätzliche Forschungsarbeiten unumgänglich:

- Die Datenmenge zu Abplatzungen bei bestehenden Bauten sollte vergrößert werden, um allgemeine Gesetzmässigkeit besser zu erkennen und um Modelle zu überprüfen. Insbesondere fehlen Daten von Bauten mit grösseren Überdeckungen der Bewehrung. Diesbezüglich wäre es im Hinblick auf mögliche Normanforderungen wichtig zu wissen, ob ab einer gewissen Überdeckungshöhe keine Abplatzungen mehr auftreten. Es ist offensichtlich, dass einige der benötigten Angaben (siehe **Kapitel 7.3**) nur bei detaillierten Zustandserfassungen an grösseren Bauwerken oder im Rahmen von Instandsetzungen oder des Abbruchs von Bauten zu ermitteln sind. Bei Instandsetzungen kann ein Teil der erforderlichen Daten z.B. nach dem Betonabtrag gewonnen werden.
- Für die Beurteilung und die Prognose des zukünftigen Risikos sind Angaben zur Korrosionsgeschwindigkeit der Bewehrung nötig. In den letzten Jahren sind weltweit Anstrengungen unternommen worden, die messtechnische Ermittlung der Korrosionsgeschwindigkeit zu verbessern. Die Praxistauglichkeit dieser verbesserten Methoden sollten untersucht und beurteilt werden.
- Es sollten wirklichkeitsnahe Modelle für die Beschreibung der einzelnen Schritte der Schadenentwicklung infolge Korrosion, vorab auch für die Bildung von Abplatzungen, sowie für prognostische Zwecke erarbeitet werden. Verschiedene Modelle lassen noch Verbesserungen zu. Andere Modelle, z.B. jenes von [Fuchs 1995, Eligehausen 2004, 2005, Pregartner 2006], könnten für die punktuelle Belastung bei lokalen Abplatzungen adaptiert werden und für die rechnerische Beurteilung von Abplatzungen herangezogen werden. Die bisherigen Annahmen für die Geometrie der Ausbruchstellen (Ausbruchwinkel, Fläche etc.) müssten überprüft und den Realitäten angepasst werden. Die Modelle müssten zudem für den in der Praxis häufigeren Fall des einseitigen Korrosionsangriffs umformuliert werden. In einem ersten Schritt könnten zunächst die verschiedenen Modelle mittels einer Parameterstudie miteinander und mit Resultaten aus der Praxis verglichen werden.
- Es sollten konkrete Kriterien für die Grenzzustände der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit, die sich auf die Auswirkungen der Bewehrungskorrosion beziehen, erarbeitet werden. Diese müssten auch für die Dauerhaftigkeitsbemessung angewendet werden können.

Literaturverzeichnis

- Allan 1992 M.L. Allan and B.W. Cherry, Factors controlling the amount of corrosion for cracking in reinforced concrete, *Corrosion*, Mai 1992, p. 426-430.
- Allan 1995 M.L. Allan, Probability of corrosion induced cracking of reinforced concrete, *Cement and Concrete Research*, Vol. 25, No. 6, 1995, p. 1179-1190.
- Almusallam 1996 A.A. Almusallam, A.S. Al-Gahtani, A.R. Aziz and Rasheeduzzafar, Effect of reinforcement corrosion on bond strength, *Construction and Building Materials*, Vol. 10, No. 2, 1996, p. 123-129.
- Amleh 1999 L. Amleh and S. Mirza, Corrosion influence on bond between steel and concrete, *ACI Structural Journal*, May-June 1999, p. 415-423.
- Andrade 1993 C. Andrade, C. Alonso and F.J. Molina, Cover cracking as a function of bar corrosion: Part I: Experimental test, *Materials and Structures*, Vol. 26, 1993, p. 453-464. Part II: [Molina 1993]: Numerical model, *Materials and Structures*, Vol. 26, 1993, p. 532-548.
- Andrade 2005 C. Andrade and I. Martinez, Calibration by gravimetric losses of electrochemical corrosion rate measurement using modulated confinement of the current, *Materials and Structures*, Vo. 39, Nov. 2005, p. 833-841.
- Auyenung 2000 Y. Auyeung, P. Balaguru and L. Chung, Bond behavior of corroded reinforcement bars, *ACI Materials Journal*, March-April 2000, p. 214-220.
- Attanayake 2006 U. Attanayake and H.M. Aktan, Durability performance of concrete bridge components, fib, *Proceedings of the 2nd International Congress*, June 5-8, 2006, Naples, Italy, Paper ID 15-18.
- Banić 2005 D.I. Banić, D. Grandić and D. Bjegović, Bond characteristics of corroding reinforcement in concrete beams, R.K. Dhir, M.D. Newlands and A. Whyte, *Application of codes, design and regulations*, Thomas Telford Ltd, London, 2005, p. 203-210.
- Bazant 1979 Z.P. Bazant, Physical model for steel corrosion in concrete sea structures – Theory, *Journal of the Structural Division*, June 1979, p. 1137-1153.
- Berra 2003 M. Berra, A. Castellani, D. Coronelli, S. Zanni and G. Zhang, Steel-concrete bond deterioration due to corrosion: finite-element analysis for different confinement levels, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 55, No. 3, 2003, p. 237-247.
- Bertagnoli 2006 G. Beragnoli, G. Mancini and F. Tondolo, Bond deterioration due to corrosion and actual bearing capacity, fib, *Proceedings of the 2nd International Congress*, June 5-8, 2006, Naples, Italy, Paper ID 15-7.
- Bertolini 2004 L. Bertolini, B. Elsener, P. Pedferri and R. Polder, *Corrosion of steel in concrete - Prevention, diagnosis and repair*, Wiley-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA, Weinheim, 2004.
- Bohner 2006 E. Bohner, H.S. Müller, Modellierung von Bewehrungskorrosion – Untersuchungen zu Rissbildungen und Abplatzungen, 16. *ibausil*, Weimar, 20-23. Sept. 2006, Seite 1-1231-1238.
- Boutz 2005 M. Boutz, E. Schlagen, R. Havenkort, Chloride ingress in concrete: simulations of examples from practice, *Application of Codes, Design and Regulations*, Eds.: R.K. Dhir, M.D. Newlands and A. Whyte, Thomas Telford Ltd., GB-London, 2005, p. 329-337.

- Brown 1989 J.H. Brown, Factors affecting steel corrosion in concrete bridge substructures, Durability of Structures, IABSE Symposium, Lisbon, Ed.: Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, ETH Zürich, 1989, p. 543-548.
- Browne 1978 R.D. Browne, The corrosion of concrete in marine structures: The present situation, Concrete structures, Papers presented at a Symposium held in October 1978 at the Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Tapir Publishers, 1978.
- Cabrera 1996 J.G. Cabrera, Deterioration of concrete due to reinforcement steel corrosion, Cement and Concrete Composites, Vol. 18, 1996, p. 47-59.
- Cairns 2005a J. Cairns, Y. Du and D. Law, Criteria for and prediction of limit states of degradation of reinforced concrete structures, Role of concrete in nuclear facilities, Editors: R.K Dhir, K.A. Paine and M.Ch. Tang, Thomas Telford Ltd, London, 2005, p. 59-68.
- Cairns 2005b J. Cairns, G.A. Plizzari, Y. Du, D.W. Law and C. Franzoni, Mechanical properties of corrosion-damaged reinforcement, ACI Materials Journal, July-August 2005, p. 256-264.
- Cairns 2005c J. Cairns, Y. Du and D. Law, Assessment of corrosion damaged reinforced concrete structures, Role of concrete in nuclear facilities, Editors: R.K Dhir, K.A. Paine and M.Ch. Tang, Thomas Telford Ltd, London, 2005, p. 139-149.
- Cairns 2006 J. Cairns, Y. Du and D. Law, Residual bond strength of corroded plain round bars, Magazine of Concrete Research, Vol. 58, No. 4, May, 2006, p. 221-231.
- Capozucca 1995 R. Capozucca, Damage to reinforced concrete due to reinforcement corrosion, Construction and Building Materials, Vol. 9, No. 5, 1995, p. 295-303.
- Castel 2000 A. Castel, R. François and G. Arliguie, Mechanical behaviour of corroded reinforced concrete beams -
Part 1: Experimental study of corroded beams, Materials and Structures, Vol. 33, November 2000, p. 539-544.
Part 2: Bond and notch effects, Materials and Structures, Vol. 33, November 2000, p. 545-551.
- Chloritest 2005 Guideline for Practical Use of Methods for Testing the Resistance of Concrete to Chloride Ingress, 5FP GROWTH Programme, Chloritest: Resistance of concrete to chloride ingress – From laboratory tests to in-field performance, Deliverable D23, Contract n° G6RD-CT-2002-00855, Project n°: GRD1-2002-71808, 2005.
- CIF 2005 Concrete bridge management – Life cycle management of concrete bridge decks, Construction Innovation Forum, 2005 Nova Award Nomination 15, <http://www.cif.org/nom2005/nom-2005-15.pdf>.
- Conciatori 2005 D. Conciatori, Effect du microclimat sur l'initiation de la corrosion des aciers d'armature dans les ouvrages en béton armé, Diss. EPFL, 2005.
- DAfStb 1988 G. Rehm, Einfluss von Betongüte, Wasserhaushalt und Zeit auf das Eindringen von Chloriden in Beton. G. Rehm, U. Nürnberger und B. Neubert, Chloridkorrosion von Stahl in gerissenem Beton, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 390, Beuth Verlag GmbH, Berlin (1988).
- Dagher 1992 H.J. Dagher and S. Kulendran, Finite element modeling of corrosion damage in concrete structures, ACI Structural Journal, November-December 1992, p. 699-708.
- Dajun 1997 D. Dajun, Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von Massivbauwerken in China, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 92, Heft 7, 1997, S. 183-187

- Daly 1999 A.F. Daly, Modelling of deterioration in bridges (1st draft), Bridge Management in Europe (BRIME PL97-2220), 4th Framework Programme, Deliverable D11, 1999.
- Denarié 1988 E. Denarié, Carbonation – Durée de vie de bâtiments en béton armé,
I: Chantiers/Suisse, Vol. 19, No. 2, 1988, p. 89-92.
II: Chantiers/Suisse, Vol. 19, No. 3, 1988, p. 149-151.
- DFG 2005 Modellierung des Schadensfortschritts bei Korrosion von Stahl in Beton und Bemessung von Stahlbetonbauteilen auf Dauerhaftigkeit, Deutsche Forschungsgemeinschaft, Jahresbericht 2005, http://www.dfg.de/jahresbericht/detail_3_4_BAU_537.htm.
P. Schießl, K. Osterminski, DFG-Forschergruppe: Modellierung von Bewehrungskorrosion - Projektübersicht, 16. ibausil, Weimar, 20-23. Sept. 2006, Seite 1-1191-1198.
- Du 2005a Y.G. Du, L.A. Clark and A.H.C. Chan, Residual capacity of corroded reinforcing bars, Magazine of Concrete Research, Vol. 57, No. 3, 2005, p. 135-147.
- Du 2005b Y.G. Du, L.A. Clark and A.H.C. Chan, Effect of corrosion on ductility of reinforcing bars, Magazine of Concrete Research, Vol. 57, No. 7, 2005, p. 407-419.
- DuraCrete 1998 DuraCrete, Modelling of degradation - Probabilistic performance based durability design of concrete structures, The European Union – Brite EuRam III, Contract No. BRPR-CT95-0132, Project BE95-1347, Document BE95-1347/R4-5, December 1998.J
- Edvardsen 2005 C.K. Edvardsen, Y.I. Kim and J.C. Kim, Practical implementation of a reliability-based concrete durability design, Conference Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting, Cape Town, South Africa, 21-23 November 2005, Taylor & Francis.
- Eligehausen 2004 R. Eligehausen, J.J. Appl, B. Lehr, J. Meszaros und W. Fuchs, Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen mit Verbunddübeln unter Zugbeanspruchung – Teil 1: Einzeldübel mit grossem Achs- und Randabstand, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 99, Heft 7, 2004, S. 561-571.
- Eligehausen 2005 R. Eligehausen, J.J. Appl, B. Lehr, J. Meszaros und W. Fuchs, Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen mit Verbunddübeln unter Zugbeanspruchung – Teil 2: Dübelgruppen und Befestigungen am Bauteilrand, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 99, Heft 10, 2005, S. 856-864.
- El Maaddawy 2003 T.A. El Maaddawy and K.A. Soudki, Effectiveness of impressed current technique to simulate corrosion of steel reinforcement in concrete, Journal of Materials in Civil Engineering, January/February 2003, p. 41-47
- Elsener 1996 B. Elsener, D. Flückiger, H. Wojtas und H. Böhni, Methoden zur Erfassung der Korrosions von Stahl in Beton, Bericht VSS Nr. 521, 1996.
- ESCS 2006 European Symposium on Service Life and Serviceability of Concrete Structures, June 12-14, 2006, Espoo, Finland. www.escs.fi.
- Falchini 1994 G. Falchini, Influence de la vitesse de al corrosion des armatures sur le comportement mécanique d'un béton, Projet de diplôme, LMC/EPFL, 1994.
- Fang 2006 C.Q. Fang, Bond strength of corroded reinforcement under cyclic loading, Magazine of Concrete Research, Vol. 58, 2006, No. 7, September, p. 437-446.
- Ferreira 2004 R.M. Ferreira, Probability-based durability analysis of concrete structures in marine environment, Department of Civil Engineering, University of Minho, Portugal , 2004.

- fib 2000 Bond of reinforcement in concrete, International Federation for Structural Concrete (*fib*), State-of-art Report, Bulletin No. 10, August 2000.
- fib 2005 Model Code for Service Life, fib, bulletin 34, Febr. 2006.
fib Model Code for Service Life Design (fib MC-SLD), Document CEN TC 104/SC 1 N 0471, Draft Oct. 2005.
- François 2006 R. François, A. Castel and Th. Vidal, A finite macro-element for corroded reinforced concrete, *Materials and Structures*, Vol. 39, 2006, p. 571-584.
- Fu 1997 X. Fu and D.D.L. Chung, Effect of corrosion on the bond between concrete and steel rebar, *Cement and Concrete Research*, Vol. 27, No. 12, 1997, p. 1811-1815.
- Fuchs 1995 W. Fuchs und R. Eligehausen, Das CC-Verfahren für die Berechnung der Betonausbruchlast von Verankerungen, *Beton- und Stahlbetonbau*, 90, 1995, Heft 1, S. 6-9 und Heft 2, S. 38-44 sowie Heft 3, S. 73-76.
- Gaal 2003 G.C.M. Gaal, C. van der Veen, J.C. Walraven and M. H. Djorai, Prediction of Deterioration Start Application of Deicing Agent Taken into Account, Transportation Research Board of the National Academies, 9th Optimization of Bridge Management and Inspection Procedures International Bridge Management Conference, Orlando, Florida, 2003, p.407-417.
- Gehlen 1999 Ch. Gehlen and P Schiessl, Probability-based durability design for the Western-Scheldt Tunnel, *Structural Concrete, Journal of the fib*: Nr. 2, 1999, p. 1-7.
- Gehlen 2000 C. Gehlen, Probabilistische Lebensdauerberechnung von Stahlbetonbauwerken – Zuverlässigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion, Thesis, RWTH-Aachen, D82 (Diss. RWTH Aachen), DAfStb, Heft 510, 2000.
- Gepreags 2005 O.K. Gepreags and C.M. Hansson, A comparative evaluation of three commercial instruments for field measurements of reinforcing steel corrosion rates, *Journal of ASTM International*, Vol. 2, 2005, September, No. 8, p. 1-15.
- Gherzi 2005 A. Gherzi, P.P. Rossi and A. Recupero, Influence of corrosion of prestressed reinforcement on the flexure-shear interaction, R.K. Dhir, M.J. McCarthy and S. Caliskan, *Concrete for transportation infrastructure*, Thomas Telford Ltd., London, 2005, p. 187-194.
- Grandić 2005 D. Grandić, D. Bjegović and D.I. Banić, Residual structure service life depending on the steel corrosion rate, R.K. Dhir, M.D. Newlands and A. Whyte, *Application of codes, design and regulations*, Thomas Telford Ltd, London, 2005, p. 195-202.
- Gulikers 2005 J. Gulikers, Numerical modelling of reinforcement corrosion in concrete, *Corrosion in reinforced concrete structures*, Ed.: H. Böhni, Woodhead Publishing Ltd., Cambridge, UK, 2005, p. 71-90.
- Hallberg 2005 D. Hallberg, Development and Adaptation of a Life Cycle Management System for Constructed Works, Licentiate Thesis, KTH Research School – HIG Centre for Built Environment, University of Gävle, 2005.
- Hansen 1999 E.J. Hansen and V.E. Saouma, Numerical simulations of reinforced concrete deterioration:
Part I – Chloride diffusion, *ACI Materials Journal*, Vol. 96, No. 2, March-April, 1999, S. 173-180.
Part I – Chloride diffusion, *ACI Materials Journal*, Vol. 96, No. 3, May-June, 1999, S. 331-338.

- Haque 1997a M.N. Haque and H. Al-Khaiat, Durability survey in Kuwait, Concrete International, July 1997, p. 41-44.
- Haque 1997b M.N. Haque and H. Al-Khaiat, Carbonation of concrete structures in hot dry coastal regions, Cement and Concrete Composites, Vol. 19, 1997, p. 123-129.
- Hunkeler 1994 F. Hunkeler, Grundlagen der Korrosion und der Potentialmessung bei Stahlbetonbauten, Bundesamt für Strassenbau, Forschungsauftrag 86/90, Bericht VSS Nr. 510, 1994.
- Hunkeler 1995 F. Hunkeler, Einführung zum Thema „Dauerhaftigkeit und Schutz von Stahlbetonbauten“ aus: Dauerhaftigkeit und Schutz von Stahlbetonbauten, Veranstaltung TFB Wildegg, Kurs Nr. 1005, 1995
- Hunkeler 1998a F. Hunkeler, Erfolgskontrolle und Überwachung von instandgesetzten Stahlbetonbauten bzgl. Korrosion, Veranstaltung TFB 984171, 5. Juni 1999.
- Hunkeler 1998b F. Hunkeler, Grundlagen der Korrosion, Schadensbilder und –ursachen, Veranstaltungsreihe Instandsetzung von Stahlbetonbauten, Kurs Nr. 4810, Schulungszentrum TFB, 1998.
- Hunkeler 2005a F. Hunkeler, Corrosion in reinforced concrete: processes and mechanisms, Corrosion in reinforced concrete structures, Ed.: H. Böhni, Woodhead Publishing Ltd., Cambridge, UK, 2005, p. 1-45.
- Hunkeler 2005b F. Hunkeler P. Matt, U. von Matt und R. Werner, Spannglieder, Schrägseile und Anker – Beschreibung der Systeme und Erkenntnisse aus Korrosionsschäden, FA AGB 2000/470, Bericht VSS Nr. 588, August 2005.
- Iwanami 2002 M. Iwanami, F. Sato and H. Yokota, Influence of rebar corrosion on structural performance of reinforced concrete joints, Proc. 1st fib Congress, Osaka, 2002, Session 5, p. 121-130.
- Kato 1998 K. Kato, N. Kato and T. Kawai, Evaluation of corrosion degree and mechanism of surface cracking of structure, Cement Science and Concrete Technology, No. 52, 1998, p 710-717.
- Kato 2006 E. Kato, M. Iwanami and H. Yokota, Deterioration in ductility of RC beams with corroded reinforcement, fib, Proceedings of the 2nd International Congress, June 5-8, 2006, Naples, Italy, Paper ID 15-14.
- Khitab 2005 A. Khitab, S. Lorente and J.P. Oliver, Predictive model for chloride penetration through concrete, Magazine of Concrete Research, Vol. 57, 2005, No. 9, November, p. 437-446.
- Kobayashi 2006 K. Kobayashi, The seismic behaviour of RC member suffering from chloride-induced corrosion, fib, Proceedings of the 2nd International Congress, June 5-8, 2006, Naples, Italy, Paper ID 15-48.
- Kokubo 2006 S. Kokubo and H. Shima, Probabilistic prediction to estimate budget of concrete bridges under chloride attack, fib, Proceedings of the 2nd International Congress, June 5-8, 2006, Naples, Italy, Paper ID 15-39.
- Ladner 1994 M. Ladner, Systematische Auswertung von Schäden an Brücken, Bundesamt für Strassenbau, Forschungsauftrag 21/87, VSS-Bericht Nr. 319, 1994.

- Law 2003 D.W. Law, S.G. Millard and J.G. Bungey, Evaluation of corrosion loss of steel reinforcement bars in concrete using linear polarisation resistance measurements, International Symposium (NDT-CE 2003) Non-Destructive Testing in Civil Engineering 2003, September 16-19, 2003 in Berlin, Germany,
<http://www.ndt.net/article/ndtce03/papers/p015/p015.htm>.
- Lay 2003 S. Lay and P. Schiessl, Life cycle management of concrete infrastructures for improved sustainability (LIFECON), Contract No. G1RD-CT-2000-00378, TU München, 31.11.2003:
Deliverable D 3.1, Prototype of condition assessment protocol.
Deliverable D 3.2, Probabilistic service life models for reinforced concrete structures.
- Lay 2005 S. Lay, Abschätzung der Wahrscheinlichkeit tausalzinduzierter Bewehrungskorrosion Baustein eines Systems zum Lebenszyklusmanagement von Stahlbetonbauwerken, Dissertation, TU München, 2005.
- Lee 2002 H.-S. Lee, T. Noguchi, F. Tomosawa, Evaluation of the bond properties between concrete and reinforcement as a function of the degree of reinforcement corrosion, Cement and Concrete Research, Vol. 32, 2002, p. 1313-1318.
- Li 2005a C.Q. Li and J.J. Zheng, Propagation of reinforcement corrosion in concrete and its effects on structural deterioration, Magazine of Concrete Research, Vol. 57, No. 5, 2005, p. 261-271.
- Li 2005b C.Q. Li, R.E. Melchers and W. Lawanwisut, Vulnerability assessment of corrosion-affected concrete structures, Magazine of Concrete Research, Vol. 57, No. 9, 2005, p. 557-565.
- Li 2006 C.Q. Li, and R.E. Melchers, Time-dependent serviceability of corrosion-affected concrete structures, Magazine of Concrete Research, Vol. 58, No. 9, 2006, p. 567-574.
- Liang 2002 M.T. Liang, L.H. Lin and C.H. Liang, Service life prediction of existing reinforced concrete bridges exposed to chloride environment, Journal of Infrastructure Systems, September 2002, p. 76-85.
- Lindvall 1998 A. Lindvall, Duracrete – Probabilistic performance based durability design of concrete structures, 2 nd Int. PhD Symposium in Civil Engineering, Budapest, 1998.
- Lindvall 2003 A. Lindvall, Environmental actions on concrete exposed in marine and road environment and its response – consequences for the initiation of chloride induced reinforcement corrosion, Ph. D. Thesis, Chalmers University of Technology, Publication P-03:2, 2003.
- Lindvall 2005 A. Lindvall, Models for environmental actions on reinforced concrete structures, Repair and Renovation of Concrete Structures, Eds.: R.K. Dhir, M.R. Jones and L. Zheng, Thomas Telford Ltd., GB-London, 2005, p. 329-337.
- Liu 1996a Y. Liu, Modeling the Time-to-Corrosion Cracking of the Cover Concrete in Chloride Contaminated Reinforced Concrete Structures, Dissertation Virginia Polytechnic Institute and State University,
<http://scholar.lib.vt.edu/theses/available/etd-44541620119653540/unrestricted/Liu.pdf>.
- Liu 1996b Y. Liu and R.E. Wyers, Time to cracking for chloride-induced corrosion in reinforced concrete, Corrosion of reinforcement in concrete construction, Eds.: C.L. Page, P.B. Bamforth and J.W. Figg, The Royal Society of Chemistry, Cambridge, 1996, p. 176-188.
- Liu 1998 Y. Liu and R.E. Wyers, Modelling the time-to-corrosion cracking in chloride contaminated reinforced concrete structures, ACI Materials Journal, November-December 1998, p. 675-681.

- Lounis 2004a Z. Lounis and L. Amleh, Reliability-based prediction of chloride ingress and reinforcement corrosion of aging concrete bridge decks, Life Cycle Performance of Deteriorating Structures, ASCE, 2004, pp. 113-122, www.nrc.ca/irc/ircpubs.
- Lounis 2004b Z. Lounis, J. Zhang and L. Daigle, Probabilistic study of chloride-induced corrosion of carbon steel in concrete structures, 9th ASCE Joint Specialty Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability, Albuquerque, New Mexico July 26-28, 2004, pp. 1-6, www.nrc.ca/irc/ircpubs.
- Lounis 2006a Z. Lounis, Risk-based maintenance optimization of aging highway bridge decks, Advances in Engineering Structures, Mechanics & Construction, Springer, The Netherlands, 2006, pp. 723-734, www.nrc.ca/irc/ircpubs.
- Lounis 2006b Z. Lounis, Modèles fiabilistes pour la prévision de la durée de vie des tabliers de ponts en béton, Recueil des Communications du 13e Colloque sur la Progression de la Recherche sur les Ouvrages d'Art, Transports Québec, Québec, QC., May 9-10, 2006, pp. 1-8, www.nrc.ca/irc/ircpubs.
- Lundgren 2002 K. Lundgren, Modelling the effect of corrosion on bond in concrete, Magazine of Concrete Research, Vol. 54, No. 3, 2002, p. 165-173.
- Mackechnie 1997 J.R. Mackechnie and M.G. Alexander, Durability findings from case studies of marine concrete structures, cement, concrete, and aggregates, Vol. 19, No. 1, June 1997, p. 22-25.
- Martin-Perez 2003 B. Martin-Perez and Z. Lounis, Numerical modelling of service life of reinforced concrete structures, Proceedings of 2nd International RILEM Workshop on Life Prediction and Aging Management of Concrete Structures, Paris, France, May 5-6, 2003, pp. 71-79, www.nrc.ca/irc/ircpubs.
- Medachs 2006 MEDACHS - Interreg IIIB Atlantic Space - Project N°197:
St. Bonnet et A. Khelidj, La durée de vie des ouvrages en béton armé situés sur la façade atlantique, Report n°2-1, Concrete in marine environment.
K. Aït Mokhtar, J-M. Loche, H. Friedmann, O. Amiri and A. Ammar, Steel corrosion in reinforced concrete, Report n°2-2, Concrete in marine environment.
M.M. Salta and E.V. Pereira, Factors influencing the corrosion in reinforced concrete. State of the art Report n°2-3, Concrete in marine environment.
http://www.medachs.u-bordeaux1.fr/projet/materiaux/beton/a_beton.htm.
- Meijers 2005 S.J.H. Meijers, J.M.J.M. Bijen, R. de Borst and A.L.A. Fraaij, Computational results of a model for chloride ingress in concrete including convection, drying-wetting cycles and carbonation, Materials and Structures, Vol. 38, 2005, March, p. 145-154.
- Melchers 2006a R.E. Melchers and C.Q. Li, Phenomenological modelling of reinforcement corrosion in marine environments, ACI Materials Journal, Jan.-Febr. 2006, p. 25-32.
- Melchers 2006b R.E. Melchers, C.Q. Li, and W. Lawanwisut, Modelling of structural behaviour of reinforced concrete beams under saline environment corrosion, Magazine of Concrete Research, Vol. 58, No. 9, 2006, p. 575-587.
- Molina 1993 F.J. Molina, C. Alonso and C. Andrade, Cover cracking as a function of bar corrosion: Part II: Numerical model, Materials and Structures, Vol. 26, 1993, p. 532-548. Part I: [Andrade 1993]: Experimental test, Materials and Structures, Vol. 26, 1993, p. 453-464.

- Morcous 2002 G. Morcous, Z. Lounis and M.S. Mirza, Service-life prediction of concrete bridge decks using case-based reasoning, Proceedings of 6th International Conference on Short and Medium Span Bridges, Vancouver, July 31-Aug. 2, 2002, v. II, p. 769-776, www.nrc.ca/irc/ircpubs.
- Morcous 2005 G. Morcous and Z. Lounis, Prediction of onset of corrosion in concrete bridge decks using neural networks and case-based reasoning, Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, v. 20, no. 2, March 2005, pp. 108-117, www.nrc.ca/irc/ircpubs.
- Morinaga 1994 S. Morinaga, K. Irino, T. Ohta and H. Arai, Life prediction of existing reinforced concrete structures determined by corrosion, Corrosion and corrosion protection of steel in concrete, Ed.: R.N. Swamy, Sheffield Academic Press, 1994, p. 603-618.
- Müller 2003 H.S. Müller, V. Mechtcherine, M. Geis und A. Hewener, Numerische Analysen von Betonschäden infolge Bewehrungskorrosion, 15. Internationale Baustofftagung, ibausil, 24. - 27. Sept. 2003, Weimar, S. 2-1457-1467.
- Mutsuyoshi 2001 H. Mutsuyoshi, Present situation of durability of post-tensioned PC bridges in Japan, in: Durability of post-tensioning tendons, Workshop 15-16 November 2001, Ghent (Belgium), fib, Bulletin 15, 2001, p. 75-88.
- Nürnberg 1995 U. Nürnberger, Korrosion und Korrosionsschutz im Bauwesen, Band 1 und 2, Bauverlag, Wiesbaden und Berlin, 1995.
- Ohtsu 1997 M. Ohtsu and S. Yosimura, Analysis of crack propagation and crack initiation due to corrosion of reinforcement, Construction and Building Materials, Vol. 11, Nos. 7-8, 1997, p. 437-442.
- Parrott 1990 L.J. Parrott, Damage caused by carbonation of reinforced concrete, Materials and Structures, Vol. 23, 1990, p. 230-234.
- Petre 2000 I. Petre-Lazar and B. Gérard, Mechanical Behaviour of Corrosion Products formed at The Steel – Concrete Interface. Testing and Modelling, <http://www.ce.utexas.edu/em2000/papers/IPLazar.pdf>.
- Polder 2005 R.B. Polder, Durability of marine concrete structures – field investigations and modelling, HERON, Vol. 50, No 3, 2005, 133-153.
- Pregartner 2004 T. Pregartner, J. Cairns and J. Ožbolt, Modelling effect of corrosion on bond strength of plain bar reinforcement, Structural Concrete, Vol. 5, No. 3, 2005, p. 113-120.
- Pregartner 2006 T. Pregartner und R. Eligehausen, Tragverhalten von Kunststoffdübeln in gerissenem Beton, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 101, Heft 1, 2006, S. 31-39.
- Rilem 1984 RILEM, CPC 14, Proceedings of the RILEM Seminar on the Durability of concrete structures under normal outdoor exposure, 26th – 29th March 1984, Hannover.
- Rilem 1965 RILEM-CRC, Report of a meeting held at Wexham Springs, Slough, England, RILEM Technical Committee Corrosion of Reinforcement of concrete, 6-9 Sept. 1965.
- Rilem 1996 Report of RILEM TC 130-CSL, Durability design of concrete structures, Ed.: A. Sarja and E. Vesikari, E&FN Spon, London, 1996.
- Rinaldi 2002 Z. Rinaldi, C. Valente and L. Pardi, Safety reduction of r.c. structures due to rebar corrosion, Proc. 1st fib Congress, Osaka, 2002, Session 11, p. 379-388.
- Rodriguez 1994 J. Rodriguez, L.M. Ortega and A.M. Garcia, Assessment fo structural elements with corroded reinforcement, Corrosion and corrosion protection of steel in concrete, Ed.: R.N. Swamy, Sheffield Academic Press, 1994, p. 171-185.

- Rodriguez 2005 Structural assessment methodology for residual life calculation of corroding concrete structures, International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting, Cape Town, South Africa, 21-23 November 2005, Paper MY 043.
- Saifullah 1994 M. Saifullah and L.A. Clark, Effect of corrosion rate on the bond strength of corroded reinforcement, Corrosion and corrosion protection of steel in concrete, Ed.: R.N. Swamy, Sheffield Academic Press, 1994, p. 591-602.
- Sarja 2004 A. Sarja, Life cycle management system – LIFECON LMS, Technical Summary, Contract No. G1RD-CT-2000-00378, VTT Building and Transport, Finland, 05.04.2004.
- Schiegg 2002 Y. Schiegg, H. Böhni und F. Hunkeler, Monitoring von Betonbauten bezüglich Bewehrungskorrosion, 1st fib Congress, Osaka, 2002, Betonbau in der Schweiz fib-ch, S. 56-59.
- Schiessl 2002 P. Schiessl und S. Lay, Dauerhaftigkeitsbemessung von Stahlbetonkonstruktionen, Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V., Aif/DBV-Nr. 12525/225, F3003/00, 2002.
- Scholz 1984 E. Scholz, Crack development in carbonated concrete due to corrosion of reinforcement in: Proceedings of the RILEM Seminar on the Durability of concrete structures under normal outdoor exposure, 26th – 29th March 1984, Hannover [Rilem 1984].
- Shayanfar 2006 M.A. Shayanfar, A. Safiey and M. Ghalehnovi, Investigation of corrosion effects on bond-slip and tensile strength of reinforced concrete members, fib, Proceedings of the 2nd International Congress, June 5-8, 2006, Naples, Italy, Paper ID 3-34.
- SIA 1993 Durchführung und Interpretation der Potentialmessung an Stahlbetonbauten, Merkblatt SIA 2006, 1993 (verlängert), SIA Zürich.
- SIA 2003a Norm SIA 260, Grundlagen der Projektierung von Tragwerken, 2003, SIA Zürich.
- SIA 2003b Norm SIA 261, Einwirkungen auf Tragwerke, 2003, SIA Zürich.
- SIA 2003c Norm SIA 262, Betonbau, 2003, SIA Zürich.
- Stanish 1999 K. Stanish, R.D. Hooton and S.J. Pantazopoulou, Corrosion effects on bond strength in reinforced concrete, ACI Structural Journal, November-December 1999, p. 915-921.
- Tanaka 2001 Y. Tanaka, H. Kawano, H. Watanabe and T. Nakajo, Study on required cover depth of concrete highway bridges in coastal environment, 17th U.S. – Japan Bridge Engineering Workshop, 2001, Tsukuba.
- Tang 2005 L. Tang, A rapid technique for detecting corrosion of steel in reinforced concrete, International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting, Cape Town, South Africa, 21-23 November 2005, Paper MY 044.
- Tang 2006 L. Tang and A. Lindvall, Durability of concrete in marine environment – over 10 years' traceable evaluation of chloride ingress, fib, Proceedings of the 2nd International Congress, June 5-8, 2006, Naples, Italy, Paper ID 15-15.
- Thoft 2000 P. Thoft-Christensen, Modelling of the Deterioration of Reinforced Concrete Structures, <http://www.civil.auc.dk/i6/publ/srpaper199.PDF>.
- Thoft 2004 P. Thoft-Christensen, Corrosion and cracking of reinforced concrete, Life-Cycle Performance of Deterioration Structures – Assessment, Design and Management, Edited by: D.M. Frangopol, E. Brühwiler, M.H. Faber and B. Adey, American Society of Civil Engineers, 2004, p. 26-36.

- Tikalsky 2005 P.J. Tikalsky, Monte Carlo simulation of chloride diffusion in concrete exposed to de-icing salts, Concrete for Transportation Infrastructure, Eds.: R.K. Dhir, M.J. McCarthy and S. Caliskan, Thomas Telford Ltd., GB-London, 2005, p. 251-258.
- Torres 1999 A.A. Torres-Acosta, Cracking induced by localized corrosion of reinforcement in chloride contaminated concrete, Doctoral Thesis, University of South Florida, Tampa, 1999.
- Torres 2000 A.A. Torres-Acosta and A.A. Sagues, Concrete cover cracking with localized corrosion of the reinforcing steel, Proc. of the 5th CANMET/ACI Int. Conf. on Durability of concrete. Ed. V.M. Malhotra, SP-192, Farmington Hill, MI, American Concrete Institute, 2000, p. 591.
- Torres 2001a Durabilidad del concreto expuesto a ambiente marino. Parte I: Periodo de la iniciación de la corrosión, Construcción y Tecnología, Junio 2001, <http://www.imcyc.com/cyt/index.htm> (ohne Bilder).
- Torres 2001b A.A. Torres-Acosta and M. Marínez, Diseño de estructuras de concreto con criterios de durabilidad, Publicación Técnica No. 181, Sanfandila, Qro, 2001, <http://www.imt.mx/Espanol/Publicaciones/pubtec/pt181.pdf>
- Torres 2002 A.A. Torres Acosta, M.J. Gallegos, D.V. Vega, J.R.H. Jiménez, M. Martínez, Cambios en la Rigidez y Resistencia a la Flexión de Vigas de Concreto Dañadas por Corrosión del Refuerzo, Publicación Técnica No. 204, Sanfandila, Qro. 2002, <http://www.imt.mx/Espanol/Publicaciones/>
- Torres 2003a A.A. Torres-Acosta, Estructuras de concreto en ambiente marino, Construcción y Tecnología, Octubre 2003, p. 22-33.
- Torres 2003b A.A. Torres-Acosta, M. Martínez and A. Muñoz-Noval, Remaining structural capacity of concrete beams with localized corrosion of the embedded reinforcing steel, Mater Construcc, Vol. 53, no. 271-172, 2003, p. 125-133.
- Torres 2003c A.A. Torres-Acosta and M. Martínez, Residual life of corroding reinforced concrete structures in marine environment, Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 15, No. 4, July/August 2003, p. 344-353.
- Torres 2003d A.A. Torres-Acosta, M.J. Fabela-Gallegos, J.R. Hernandez-Jimenez, M. Martínez and A. Muñoz-Noval, Stiffness loss of concrete beams due to corrosion of the reinforcing steel, NACE Corrosion 2003, Paper 03282.
- Torres 2003e M.J. Fabela-Gallegos, D. Vázquez-Vega, A.A. Torres-Acosta and M. Martínez, Vibration monitoring to detect corrosion degradation in reinforced concrete beams, NACE Corrosion 2003, Paper 03283.
- Torres 2004 A.A. Torres-Acosta and A.A. Sagüés, Concrete cracking by localized steel corrosion – geometric effects, ACI Materials Journal, Nov.-Dec. 2004, p. 501-507.
- TRB 2005 Transportation Research Board (TRB), TRB Committee AHD45 on Corrosion, Research Problem Statement, February 2005, <http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/dva/rps2005/AHD45.pdf>.
- TRC 2003 Transportation Research Circular Number E-C049, 9th International Bridge Management Conference, April 28-30, 2003, Orlando, Florida, Transportation Research Board of the National Academies, April 2003.
- Treadaway 1989 K.W.J., Treadaway, R.N. Cox and B.L. Brown, Durability of corrosion resisting steels in concrete, Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 1, Vol. 86, 1989, April, p. 305-331.

- Ungricht 2004 H. Ungricht, Wasserhaushalt und Chlorideintrag in Beton – Einfluss der Exposition und der Betonzusammensetzung, Diss. ETH Nr. 15758, 2004.
- Vesikari 2003 E. Vesikari and M.-K. Söderqvist, Life-Cycle Management of Concrete Infrastructures for Improved Sustainability, Transportation Research Board of the National Academies, 9th Optimization of Bridge Management and Inspection Procedures International Bridge Management Conference, Orlando, Florida, 2003, p.15-28.
- Vu 2005 K.A.T. Vu and M. G. Stewart, Predicting the Likelihood and Extent of Reinforced Concrete Corrosion-Induced Cracking, Journal of Structural Engineering, Volume 131, Issue 11, November 2005, p. 1681-1689.
- Wang 2004 X.H. Wang and X.L.Liu, Modelling effects of corrosion on cover cracking and bond in reinforced concrete, Magazine of Concrete Research, Vol. 56, No. 4, May, 2004, p. 191-199.
- Weber 1995 J.W. Weber und R. Weydert, Korrosion von Stahlfasern in gerissenem und ungerissenem Stahlfaserbeton, ibac Aachen, Forschungsbericht F 363, 1995.
- Weydert 1998 R. Weydert, Korrosion von Stahlfasern in gerissenem und ungerissenem Stahlfaserbeton, ibac Aachen, Forschungsbericht F 516, Fraunhofer IRB Verlag, T 2802, 1998.
- Williamson 2000 S.J. Williamson and L.A. Clark, Pressure required to cause cover cracking of concrete due to reinforcement corrosion, Magazine of Concrete Research, Vol. 52, No. 6, 2000, p. 455-467.
- Wolfgram 2005 L. Wolfgram, Optimization of bridge management and inspection procedures, Summer 2005, http://www.ce.udel.edu/cibe/reu/REU05/Wolfgram_report.pdf#search=%22wolfgram%20bridge%20management%22.
- Wyers 1998 R.E. Wyers, Service life model for concrete structures in chloride laden environments, ACI Materials Journal, July-August 1998, p. 445-453.
- Yamamoto 2002 T. Yamamoto, A. Hattori and T. Miyagawa, Influence of reinforcing steel corrosion on flexural behaviour of RC member confined with CFRP sheet, Proc. 1st fib Congress, Osaka, 2002, Session 12, p. 177-182.
- Yoon 2000 S. Yoon, K. Wang, W.J. Weiss and S.P. Shah, Interaction between loading, corrosion and serviceability of reinforced concrete, ACI Materials Journal, November-December 2000, p. 637-644.
- Žemajtis 1998 J. Žemajtis, Modeling the time to corrosion initiation for concretes with mineral admixtures and/or corrosion inhibitors in chloride-laden environment, Ph. D. Thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, 1998.
- Zhang 2006 J. Zhang and Z. Lounis, Sensitivity analysis of simplified diffusion-based corrosion initiation model of concrete structures exposed to chlorides, Cement and Concrete Research, Vol. 36, 2006, p. 1312-1323, www.nrc.ca/irc/ircpubs.
- Zhou 2005 K. Zhou, B. Martin-Pérez and Z. Lounis, Finite element analysis of corrosion-induced cracking, spalling and delamination of RC bridge decks, National Research Council Canada, NRCC-48147, <http://irc.nrc-cnrc.gc.ca/pubs/fulltext/nrcc48147/>. A version of this document is published in: 1st Canadian Conference on Effective Design of Structures, Hamilton, Ont., July 10-13, 2005, pp. 187-196.