BAUWERKSERHALTUNG

SYMPOSIUM

12. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Karlsruher Institut für Technologie (KIT), 10. März 2016

Bauwerkserhaltung

Instandsetzung im Beton- und Stahlbetonbau

KIT Scientific Publishing

Harald S. Müller, Ulrich Nolting und Michael Haist (Hrsg.)

SYMPOSIUM

Bauwerkserhaltung

Instandsetzung im Beton- und Stahlbetonbau

SYMPOSIUM

12. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Karlsruher Institut für Technologie (KIT), 10. März 2016

Bauwerkserhaltung
Instandsetzung im Beton- und Stahlbetonbau

Herausgegeben von
Harald S. Müller, Ulrich Nolting und Michael Haist

Mit Beiträgen von
Heinrich Bastert
Thorsten Eichler
Angelika Eßer
Michael Fiebrich
Christoph Gehlen
Susanne Gieler-Breßmer
Claus Golar
Wilhelm Hintzen
Inga Hohberg
Bernd Isecke
Hans Carsten Kühne
Ingo Lindemann
Gero Marzahn
Till Felix Mayer
Harald S. Müller
Michael Raupach
Kenji Reichling
Angelika Schießl-Pecka
Michael Vogel
Andreas Westendarp
Udo Wiens
Ulrich Wöhnl
Lars Wolff
Timo Wüstholz

Veranstalter:
Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
76128 Karlsruhe

VDB – Verband Deutscher Betoningenieure e. V.
Regionalgruppen 9 und 10

InformationsZentrum Beton GmbH
Gerhard-Koch-Straße 2+4
73760 Ostfildern

KIT Scientific Publishing

Titelbildcollage
Links oben: © borsheim, Links unten: © PhotoSomething, Mitte oben: © AndreasWeber, Mitte: © Teun van den Dries, Mitte unten: © RichardJay1141, Rechts: © olaser

Hinweis der Herausgeber
Für den Inhalt namentlich gekennzeichneter Beiträge ist die jeweilige Autorin bzw. der jeweilige Autor verantwortlich.

Impressum

Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
KIT Scientific Publishing
Straße am Forum 2
D-76131 Karlsruhe

KIT Scientific Publishing is a registered trademark of Karlsruhe Institute of Technology. Reprint using the book cover is not allowed.

www.ksp.kit.edu

This document – excluding the cover, pictures and graphs – is licensed under the Creative Commons Attribution-Share Alike 3.0 DE License (CC BY-SA 3.0 DE): http://creativecommons.org/licenses/by-sa/3.0/de/

The cover page is licensed under the Creative Commons Attribution-No Derivatives 3.0 DE License (CC BY-ND 3.0 DE): http://creativecommons.org/licenses/by-nd/3.0/de/

Print on Demand 2016

ISBN 978-3-7315-0474-0
DOI 10.5445/KSP/1000051712

Vorwort

Die Instandhaltung von Betonbauwerken ist von zentraler Bedeutung für deren nachhaltigen und wirtschaftlichen Betrieb. Eine geeignete Instandhaltungsplanung erfordert jedoch Kenntnis der während der Lebensdauer des Bauwerks zu erwartenden Einwirkungen, der Leistungsfähigkeit und Dauerhaftigkeit der verwendeten Baustoffe und – im Falle eines Schadenseintritts – der technischen Möglichkeiten der Instandsetzung. Um vom beobachteten Schadensbild auf die ursächlichen Schädigungsmechanismen und auf entsprechend geeignete Instandsetzungsmethoden schließen zu können, sind häufig entsprechende Erfahrung und fundiertes Wissen auf Seiten der Planungs- und Ausführungsverantwortlichen notwendig. Zielsetzung des 12. Symposiums Baustoffe und Bauwerkserhaltung ist es, die Grundlagen zur Durchführung einer Schadensbegutachtung, Instandsetzungsplanung und -ausführung zu vermitteln.

Im vorliegenden Tagungsband geben namhafte Autoren zunächst einen Überblick über den Instandsetzungsbedarf bei Betonbauwerken in Deutschland. Weiterhin wird im ersten Themenblock auf die Schadensursachen eingegangen, und es wird die neue DAfStb-Richtlinie zur Betoninstandhaltung vorgestellt. Der zweite Themenblock ist der Entwicklung angepasster Instandsetzungskonzepte gewidmet. Darin wird die Herangehensweise bei der Schadensbegutachtung und der darauf aufbauenden Entwicklung von Maßnahmen aufgezeigt. Im dritten Themenblock werden die gängigsten Instandsetzungsprinzipien anhand von Praxisbeispielen durch renommierte Autoren vorgestellt. Abschließend werden sowohl die Unterhaltung instandgesetzter Bauwerke als auch die Wirtschaftlichkeit von Instandsetzungsmaßnahmen im Vergleich zum Neubau beleuchtet.

Die Veranstalter

Inhalt

	Vorwort	V

Instandsetzungsbedarf und Schadensursachen

Gero Marzahn	Instandsetzungsbedarf von Infrastrukturbauten in Deutschland	1
Harald S. Müller Michael Vogel	Schädigungsmechanismen von Beton und Stahlbeton	9
Udo Wiens et al.	Die neue Instandhaltungs-Richtlinie des DAfStb und aktuelle Regelungen zum Schutz von befahrenen Parkdecks	21

Entwicklung angepasster Instandsetzungskonzepte

Ulrich Wöhnl	Methoden der Bauwerksuntersuchung und Zustandserfassung	35
Michael H. Fiebrich	Der sachkundige Planer für Betoninstandhaltung nach der neuen Instandhaltungs-Richtlinie	43

Fallbeispiele

Claus Golar	Instandsetzungsprinzip R in der Praxis	53
Ingo Lindemann	Instandsetzungsprinzip W in der Praxis	61
Bernd Isecke Thorsten Eichler Susanne Gieler-Breßmer	Instandsetzungsprinzip K in der Praxis	71

Unterhaltung instandgesetzter Bauwerke

Christoph Gehlen Till Felix Mayer Angelika Schießl-Pecka	Monitoring und Instandhaltung instandgesetzter Bauwerke	81
Timo Wüstholz	Instandsetzung oder Neubau? Technische und wirtschaftliche Betrachtungen	87
	Programm der Veranstaltung	107
	Autorenverzeichnis	109
	Übersicht über Tagungsbände vergangener Symposien	111

Instandsetzungsbedarf von Infrastrukturbauten in Deutschland

Gero Marzahn

Zusammenfassung

Die Erhaltung der Bundesfernstraßen ist ein vordringliches Ziel, um dem Wirtschaftsstandort Deutschland langfristig die notwendige Mobilität zu sichern. Die Brücken sind hierbei die neuralgischen Punkte – nicht nur weil sie zu den teureren, sondern mit einer prognostizierten hundertjährigen Lebensdauer auch zu den langlebigeren Gütern einer Verkehrsinfrastruktur zählen. Viele Brücken sind in die Jahre gekommen und erfordern beträchtliche Erhaltungsaufwendungen gepaart mit notwendigen Verstärkungen, um sie für den heutigen, vor allem aber auch für den erwarteten zukünftigen Verkehr herzurichten. Die Modernisierung von Brücken hat deshalb bei den Investitionen oberste Priorität. Viele Bauwerke leisten oft ein Mehrfaches dessen, was bei Planung und Bau vorstellbar war. Sie müssen daher nicht nur substanziell erhalten, sondern für den aktuellen Verkehr und das Verkehrswachstum der Zukunft ertüchtigt werden.

1 Brückenbestand der Bundesfernstraßen – Zahlen, Daten, Fakten

Im Netz der Bundesfernstraßen befinden sich aktuell etwa 39.500 Brücken, die je nach Bauart, Länge und Brückenquerschnitt in Teilbauwerke untergliedert werden, so dass insgesamt etwa 51.300 Teilbauwerke zu betreuen sind. Würde man alle Bauwerke der Länge nach aneinanderreihen, nähmen sie eine Gesamtlänge von 2.125 km ein und könnten die Wegstrecke Berlin-Moskau vollständig überbrücken. Hinsichtlich der Verkehrsfläche decken die Brücken in der Baulast des Bundes eine Fläche von 30,6 Mio. m² ab, was einer Fläche von über 3.000 Fußballfeldern entspricht. Der Neubaubauwert aller Brücken summiert sich auf über 60 Mrd. EUR.

Die meisten Brücken im Bundesfernstraßennetz in Westdeutschland haben ein Alter zwischen 40 und 60 Jahren erreicht (Abb. 1). Sie sind in einer Zeit entstanden, als die aufstrebende deutsche Wirtschaft nach dem 2. Weltkrieg moderne und leistungsfähige Verkehrsbeziehungen verlangte und der Autobahnneu- und -ausbau stark vorangetrieben wurde. Dagegen wurden im Osten der Bundesrepublik Neubaumaßnahmen größeren Umfangs erst nach der Wiedervereinigung realisiert. Gemessen an der

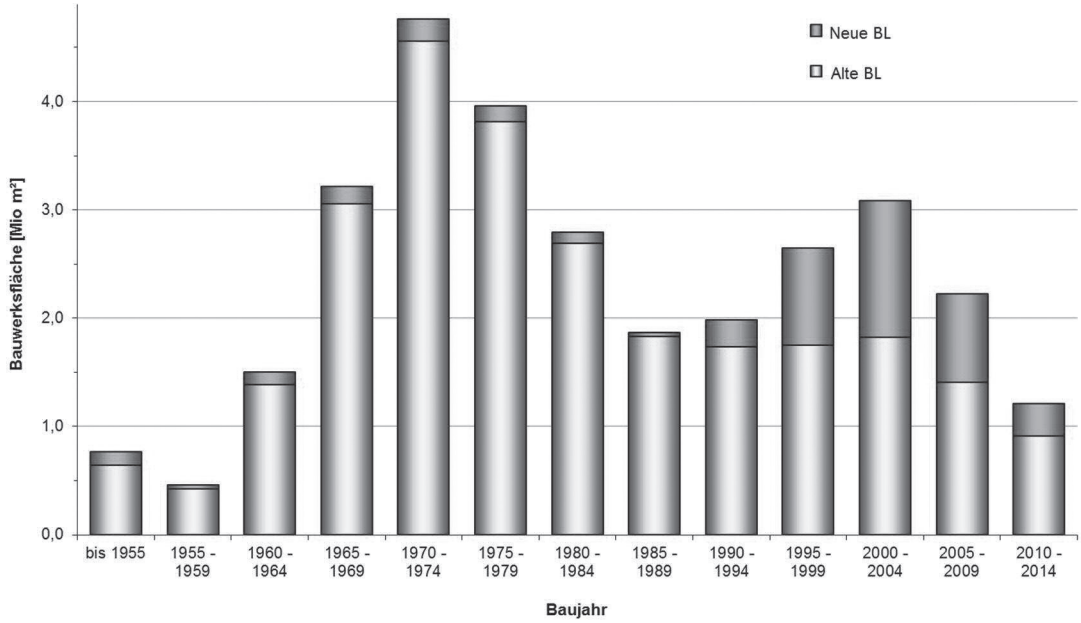


Abb. 1: Altersstruktur der Brücken im Bundesfernstraßenbereich nach Brückenfläche (Stand: 01.03.2015)

Brückenfläche haben Spannbetonbrücken in Deutschland mit rund 70 % den weitaus größten Anteil am Bestand, gefolgt von Brücken in Beton mit einem Anteil von rund 17 %, Stahlverbundbrücken mit einem Anteil von rund 7 % sowie Stahlbrücken mit einem Anteil von rund 6 %. Stein- und Holzbrücken spielen im Netz der Bundesfernstraßen eine untergeordnete Rolle.

Der Anteil der Großbrücken, das heißt Brücken ab einer Länge von 100 m, beträgt derzeit rund 52 % bezogen auf die Gesamtbrückenfläche im Bundesfernstraßennetz.

2 Ursachen für sanierungsbedürftige Brücken

2.1 Zunahme des Verkehrs

Die Fachwelt beschäftigt seit einigen Jahren die Erkenntnis, dass die vorhandenen Tragreserven der älteren Brücken durch das stetig gewachsene Verkehrsaufkommen – insbesondere im Güterverkehr – weitgehend aufgebraucht sind. Man spricht von einer Nutzungsänderung für die Brücken, verbunden mit der Fragestellung, ob und wie lange die Bestandsbrücken den aktuellen und zukünftigen Anforderungen noch gerecht werden.

Der Verkehr auf vielen Bundesfernstraßen ist in den letzten Jahrzehnten enorm gestiegen (Abb. 2).

Für Brücken ist aber nicht nur die Menge des Gesamtverkehrs entscheidend, sondern viel mehr die Tatsache, dass der Anteil des Güterverkehrs in den letzten Jahrzehnten überproportional zugenommen hat. Und diese Entwicklung wird sich weiter fortsetzen. Die aktuelle Prognose zur Verkehrsentwicklung (Verkehrsverflechtungsprognose 2030 ITP/BVU, 2014) weist für die Jahre 1980 bis 2030 eine prognostizierte Zunahme der Beförderungsleistungen im Straßengüterverkehr von 760 % aus.

Zusätzlich haben sich in den letzten 50 Jahren die zulässigen Gesamtgewichte für Lkws von 24 Tonnen auf 44 Tonnen annähernd verdoppelt. Auch die zulässigen Achslasten der Lkws wurden in dieser Zeit von 7 Tonnen auf derzeit 11,5 Tonnen angehoben. Verkehrsmessungen zeigen, dass diese zulässigen Gewichte heute sehr stark ausgenutzt und häufig sogar überschritten werden.

Durch die wirtschaftliche Entwicklung bedingt, werden aber nicht nur immer mehr, sondern auch immer schwerere Güter über die Straße transportiert. Vielfach sind es große Transformatoren oder Anlagenteile von Windrädern, die mit speziellen Schwertransporten bewegt werden müssen. Aufzeichnungen einzelner Straßenbauverwaltungen belegen eine starke Zunahme der Anträge sowohl auf erlaubnispflichtige Schwertransporte als auch auf Transporte mit einem Gesamtgewicht über 150 Tonnen.

1950

1975

heute

Abb. 2: Entwicklung des Verkehrsaufkommens

Die hohe Anzahl an schweren Nutzfahrzeugen am heutigen Verkehrsaufkommen mit einer entsprechend hohen Frequenz an Brückenüberfahrten und auch Verkehrsstaus hat zu einer enormen Vergrößerung der Beanspruchung der Bauwerke durch den Verkehr geführt. Bei vielen älteren Brücken ist faktisch eine Nutzungsänderung eingetreten.

2.2 Defizite aufgrund des Baujahrs und der Bauart

Die Hochzeit des Brückenbaus in Westdeutschland nach dem 2. Weltkrieg war entscheidend durch die technischen Entwicklungen im Spannbetonbrückenbau bestimmt, die sich bald auch weltweit durchsetzten. Ein weiterer Meilenstein war die Entwicklung von neuartigen Bauverfahren, zum Beispiel des Taktschiebeverfahrens, mit der große Brücken wirtschaftlich und in einer vergleichsweise kurzen Bauzeit hergestellt werden können.

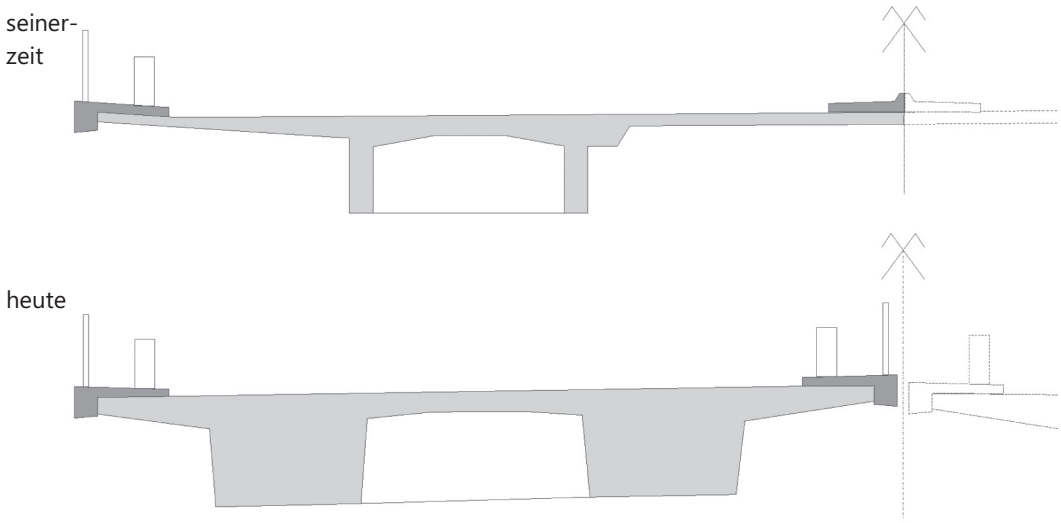


Abb. 3**:** Querschnittsausbildung von Brücken im Vergleich

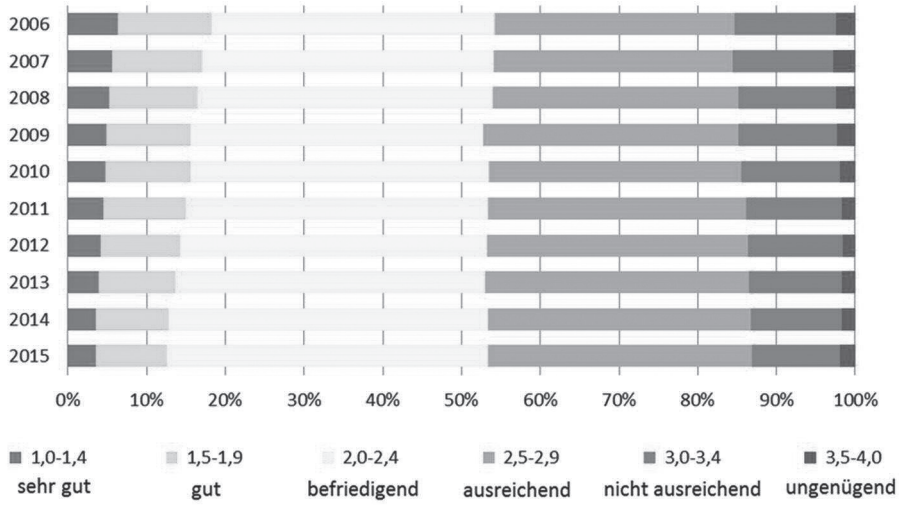


Abb. 4: Entwicklung der Zustandsnotenverteilung von 2006 bis 2015 nach Brückenfläche (01.03.2015)

Im Hinblick auf die damals hohen Materialpreise und die niedrigen Lohnkosten wurde sowohl bei Spannbeton- als auch bei Stahl- und Stahlverbundbrücken neben den Bauweisen und den Herstellungsverfahren auch der Materialeinsatz optimiert. Dies führte einerseits zu einer Vielzahl unterschiedlicher Konstruktionen, andererseits zu sehr schlanken Abmessungen der Bauteile und einem relativ geringen Anteil an Bewehrung (Abb. 3).

Innerhalb einer relativ kurzen Zeitspanne, wurden seinerzeit gewaltige technische Fortschritte gemacht. Die heute bekannten Erfahrungen mit den damals zum Teil noch jungen Bauweisen und Herstellungsverfahren fehlten. Daher waren viele technische Sachverhalte, die heute im Ingenieuralltag als normal erachtet und in der Bemessung berücksichtigt werden, zu dieser Zeit noch nicht bekannt und auch nicht geregelt.

Bauwerke aus den 1960er bis 1980er Jahren weisen typische bauzeitbedingte Defizite auf, die heute Probleme bereiten.

2.3 Verschlechterung des Erhaltungszustandes

Auch Brücken kommen in die Jahre, zeigen Alterung und Verschleiß. Um eine ständige Funktionsfähigkeit und Verkehrssicherheit der Brücken zu gewährleisten, werden diese einer regelmäßigen und fachkundigen Überwachung und Prüfung unterzogen. Bauwerksprüfungen gemäß DIN 1076 sorgen während der Nutzungszeit der Bauwerke dafür, Schäden und Verschleißerscheinungen an den Bauwerken rechtzeitig zu erkennen und instand zu setzen. Sie tragen somit nicht nur zum Werterhalt, sondern auch zu einer sicheren Nutzung bei.

Um einen Überblick über den Zustand des Brückenbestandes zu erhalten, werden jährlich die im Rahmen der Brückenprüfung nach bundesweit einheitlichen Regelungen vergebenen Zustandsnoten ausgewertet (Abb. 4).

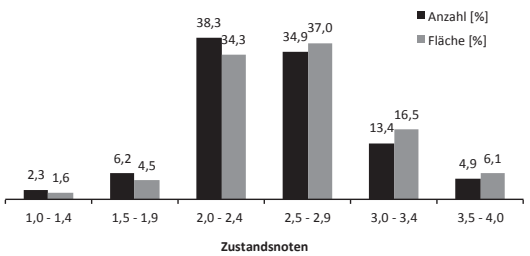


Abb. 5: Zustandsnoten von Großbrücken (L>100 m)

Die Entwicklung der Zustandsnoten in den letzten zehn Jahren zeigt, dass sich der Erhaltungszustand in dieser Zeit verschlechtert hat. Zwar konnte der Anteil der Bauwerke mit einer Zustandsnote 3,0 und schlechter leicht reduziert werden. Gleichzeitig hat aber auch der Anteil der Bauwerke mit einer Zustandsnote 2,0 und schlechter weiter zugenommen.

Die Auswertung der Zustandsnoten nur für Großbrücken mit einer Länge über 100 m zeigt, dass hier ein noch wesentlich größerer Anteil der Bauwerke eine Zustandsnote 3,0 und schlechter aufweist als der Gesamtbestand. Dies ist dadurch erklärbar, dass ein Großteil dieser Brücken in den 1960er bis 1980er Jahren gebaut wurde und sich vorwiegend im Zuge von Bundesautobahnen, die im Vergleich zu Bundesstraßen stärker belastet sind, befindet. Darüber hinaus treffen verschiedene konstruktiv bedingte Problemstellen, wie z. B. Koppelfugenproblematik, Spannstahl mit Empfindlichkeit gegenüber Spannungsrisskorrosion, vorwiegend bei großen Brücken aufeinander, so dass die Großbrücken tendenziell eine schlechtere Zustandsbewertung aufweisen (Abb. 5).

Die tendenzielle Verschlechterung des Erhaltungszustandes der Brücken bedeutet, dass sich ein erheblicher Rückstau bei den Instandsetzungsmaßnahmen gebildet hat, der nun mit entsprechendem Aufwand wieder aufgeholt werden muss. Außerdem führt ein schlechter Erhaltungszustand dazu, dass sich Schäden aufgrund nicht rechtzeitig durchgeführter Erhaltungsmaßnahmen unter Umständen noch weiter vergrößern und damit der Aufwand zur Beseitigung dieser Schäden weiter steigt.

3 Strategie zur Brückenmodernisierung

Für die Funktion der Brücken im Straßennetz ist neben dem Zustand auch eine ausreichende Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Konstruktion von entscheidender Bedeutung. Die gestiegenen Beanspruchungen führen u. a. zu einer vorzeitigen Materialermüdung und damit zu einer Verkürzung der Nutzungsdauer der Bauwerke. Neben den dringend notwendigen Erhaltungsmaßnahmen zur Verbesserung des Zustands der Brücken wird es zunehmend notwendig, Brücken zu verstärken bzw. teilweise oder komplett zu erneuern.

Das Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur hat bereits im Jahr 2013 gemeinsam mit der Bundesanstalt für Straßenwesen und den Straßenbauverwaltungen der Länder die „Strategie zur Ertüchtigung der Straßenbrücken im Bestand der Bundesfernstraßen“ entwickelt. Diese Strategie ist langfristig angelegt und in die strukturierte Erhaltungsplanung des Bundesfernstraßennetzes eingebunden. Dabei gilt es, umfangreiche Verkehrseinschränkungen bis hin zu Brückensperrungen möglichst zu verhindern.

Ziel der Brückenertüchtigung ist, die Erhöhung oder Wiederherstellung der Tragfähigkeit von bestehenden Brückenbauwerken an aktuelle und zukünftige Belastungen und damit Zukunftsfähigkeit zu erreichen.

Die große Anzahl der betroffenen Brücken macht eine Reihung der zu untersuchenden Bauwerke erforderlich. Auf Grundlage einer bundesweiten Erhebung der Bundesanstalt für Straßenwesen wurden in Abstimmung mit den Straßenbauverwaltungen der Länder rund 2.200 Brücken-Teilbauwerke überwiegend Spannbetonbrücken bestimmt, die vordringlich zu untersuchen sind. Davon befinden sich rund 1.300 Teilbauwerke im Bereich der Bundesautobahnen und rund 900 Teilbauwerke im Bereich der Bundesstraßen. In Bezug auf die Anzahl entspricht dies einem Anteil von rund 5 % der Brücken-Teilbauwerke. Aufgrund des hohen Anteils an Großbrücken sind mit rund 7 Mio. m² aber fast 25 % des Brückenbestandes bezogen auf die Brückenfläche betroffen. Hinzu kamen noch etwa 300 Stahl- und Stahlverbundbrücken-Teilbauwerke, die ebenfalls prioritär zu überprüfen sind.

Besonders betroffen sind die großen Flächenländer Baden-Württemberg, Bayern, Hessen, Niedersachsen, Nordrhein-Westfalen und Rheinland-Pfalz (Abb. 6). Die Bearbeitung der Bauwerke erfolgt in vier Stufen (Abb. 7).

Für die Nachrechnung der Bauwerke wird bundeseinheitlich die „Richtlinie für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie)“ des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur angewendet.

Mit der „Richtlinie für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie)“ des BMVI, Ausgabe 05/2011 zusammen mit der 1. Ergänzung vom 04/2015, steht ein technisches Regelwerk zur Verfügung, das eine bundeseinheitliche Vorgehensweise bei der Analyse der Tragfähigkeit der Straßenbrücken im Bestand sicherstellt. Die Nachrechnungsrichtlinie wurde von einer Bund/Länder-Arbeitsgruppe unter Beteiligung der BASt sowie namhafter Wissenschaftler und Ingenieure der Praxis erarbeitet. Ihr sind die aktuellen Berechnungs- und Bemessungsverfahren des europäischen Konzepts der Eurocodes zugrunde gelegt.

Abb. 6: Lage der vorrangig zu untersuchenden Brückenbauwerke

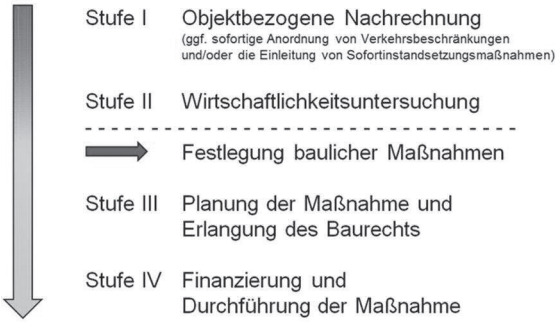


Abb. 7: Bearbeitungsstufen bei der Brückenertüchtigung

In welcher Reihenfolge die vorrangigen Bauwerke untersucht werden, liegt in der Verantwortung der zuständigen Straßenbauverwaltungen, da es neben den technischen brückenbauspezifischen Kriterien weitere Gesichtspunkte gibt, die die Reihung beeinflussen können. Hierzu gehören z. B. die Verkehrsbedeutung und Verkehrsbelastung der Strecke, die Zusammenfassung mit Streckenbaumaßnahmen, die Bildung von Korridoren für den Schwerverkehr, aber auch die Bereitstellung entsprechender personeller und finanzieller Ressourcen. Die am stärksten betroffenen Länder haben in Abstimmung mit dem Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur spezifische Länderkonzepte erarbeitet, die kontinuierlich überprüft und fortgeschrieben werden.

Im Anschluss an die Nachrechnung ist für jedes Bauwerk zu entscheiden, ob es weiterhin den Verkehrsanforderungen mit dem geforderten Sicherheitsniveau genügt oder Verstärkungen bzw. Erneuerungen notwendig sind. Dies ist für die Ingenieure eine anspruchsvolle Aufgabe und für alle Verantwortlichen eine große Herausforderung, nicht nur in fachlicher, sondern auch in finanzieller und personeller Hinsicht.

Die Bearbeitung der vorrangig zu untersuchenden Bauwerke, deren Anzahl sich aufgrund von ersatzlosen Rückbaumaßnahmen und Abstufungen von Bundesfernstraßen auf derzeit 2.433 Teilbauwerke verringert hat, ist in vollem Gang.

Die Ertüchtigung der Brücken wird aus wirtschaftlichen Erwägungen heraus in den meisten Fällen durch einen Ersatzneubau realisiert. In einigen Fällen sind auch Verstärkungsmaßnahmen an den bestehenden Bauwerken technisch möglich und wirtschaftlich sinnvoll.

Um das geforderte Sicherheitsniveau einzuhalten, müssen bei einem Teil der noch nicht fertiggestellten Bauwerke verkehrliche Kompensationsmaßnahmen, wie zum Beispiel Gewichtsbeschränkungen, Geschwindigkeitsbeschränkungen oder Überholverbote angeordnet werden. Maßnahmen dieser Art erfordern in der Regel großräumige Umleitungen des Verkehrs. Auch dauern die meist komplexen Instandsetzungsarbeiten an Brückenbauwerken häufig erheblich länger als vergleichbare Arbeiten im übrigen Straßennetz. Brücken sind bei Nutzungsausfall die kritischen Punkte im Straßennetz. Fehlende Redundanzen der Verkehrsrelationen im Straßennetz können zu erheblichen Störungen für den regionalen und überregionalen Personen- und Güterverkehr führen. Aus diesem Grund werden zunehmend ganze Streckenzüge und Korridore hinsichtlich des Erfordernisses der Brückenertüchtigung betrachtet.

4 Finanzierung der Brückenmodernisierung

Für die Planung und Umsetzung der notwendigen Brückenertüchtigungsmaßnahmen müssen die Länder entsprechende Planungsmittel und Personalressourcen zur Verfügung stellen. Der Bund stellt den Ländern die notwendigen Haushaltsmittel für die Realisierung der Baumaßnahmen bereit (Tab. 1).

Die Brückenertüchtigung stellt inzwischen einen Schwerpunkt bei den Erhaltungsinvestitionen dar. Um die in den nächsten Jahren vorgesehene, deutlich ansteigende Mittelbereitstellung für die Brückenertüchtigung im Straßenbauhaushalt innerhalb der Ausgaben für die Erhaltung zu dokumentieren und einen besseren Überblick über den Stand der Brückenertüchtigung zu ermöglichen, werden ab dem Haushaltsjahr 2015 größere Brückenertüchtigungsmaßnahmen mit einem jeweiligen Bauvolumen über 5 Mio. Euro im „Sonderprogramm Brückenmodernisierung" finanziert. Die Maßnahmen des Sonderprogramms werden in den Erhaltungstabellen des Straßenbauplans separat dargestellt und die hierfür vorgesehenen Haushaltsmittel in den entsprechenden Erhaltungstiteln gesondert ausgewiesen.

Als Ausgangswert für die finanzielle Ausstattung des Sonderprogramms dienten die in den Jahren 2012 und 2013 im Straßenbauplan eingestellten Brückenertüchtigungsmaßnahmen mit einem Bauvolumen über 5 Mio. Euro. Die im Durchschnitt der Jahre 2012 und 2013 investierten 220 Mio. Euro/Jahr werden ab 2015 durch zusätzliche Haushaltsmittel deutlich angehoben. Die zusätzlichen Haushaltsmittel stammen u. a. aus den für diese Legislaturperiode zusätzlich bereitgestellten 5 Mrd. Euro für Investitionen in die Verkehrsinfrastruktur sowie dem 10 Mrd. Euro - Paket für Zukunftsinvestitionen.

Tab. 1: Derzeit vorgesehene Haushaltsmittel für das „Sonderprogramm Brückenmodernisierung"

Haushaltsjahr	2015	2016	2017	2018	2015-2018
Haushaltsmittel [Mio. EUR]	360	450	520	640	1.970

Kleinere Brückenertüchtigungsmaßnahmen, die aufgrund der Baukosten nicht dem Sonderprogramm zuzuordnen sind, werden weiter wie bisher aus den ebenfalls deutlich ansteigenden Erhaltungsmitteln für Ingenieurbauwerke finanziert.

Autor

Dr.-Ing. Gero Marzahn
Bundesministerium für Verkehr
und digitale Infrastruktur
Abteilung Straßenbau
Referat StB 17
53175 Bonn

Schädigungsmechanismen von Beton und Stahlbeton

Michael Vogel und Harald S. Müller

Zusammenfassung

Beton- und Stahlbetonbauwerke sind vielfältigen Einwirkungen ausgesetzt, die ihrerseits zu komplexen Schädigungsmechanismen im Beton führen können. In diesem Zusammenhang erfordert ein effektives Bauwerkserhaltungsmanagement eine grundlegende Kenntnis bezüglich der im Beton ablaufenden Schädigungsmechanismen sowie deren maßgebende Ursachen. Der vorliegende Beitrag gibt zunächst einen kurzen Überblick über den aktuellen Instandsetzungsbedarf, gefolgt von der Darstellung der maßgebenden Mechanismen und Ursachen hinsichtlich der Beton- und Stahlbetonschäden. Auf dieser Basis werden im Weiteren die wesentlichen Methoden zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken aufgezeigt. Abschließend wird der vorliegende Beitrag zusammengefasst sowie der noch erforderliche Forschungsbedarf aufgezeigt.

1 Einführung

In der Baulast des Bundes befinden sich ca. 39.230 Brückenbauwerke (Stand 2012) mit einer Fläche von über 30 Mio. m^2 [1]. Im Bereich der Bundeswasserstraßen sind ca. 310 Schleusen und ca. 320 Wehre vorhanden (Stand 2015) [2]. Ein Großteil der Infrastrukturbauwerke des Straßennetzes (siehe Abb. 1) sowie des Verkehrswasserbaus weisen derzeit ein hohes durchschnittliches Nutzungsalter auf.

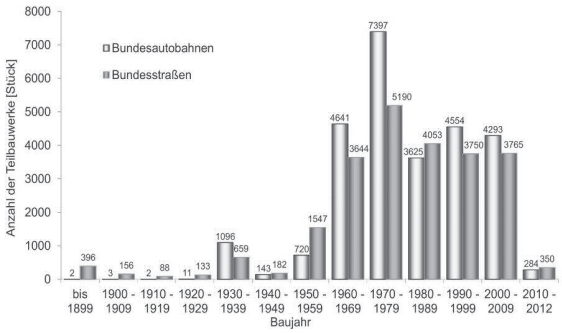


Abb. 1: Brücken der Bundesfernstraßen: Altersstruktur nach Anzahl der Teilbauwerke (Stand 2012) [1]

Beispielsweise ist der Abb. 1 zu entnehmen, dass die überwiegende Zahl der heute in Nutzung befindlichen Brücken der Bundesfernstraßen in den Jahren 1965 bis 1985 erstellt wurden [1]. Somit haben diese Bauwerke ein Alter zwischen 30 und 50 Jahren erreicht. In ähnlicher Weise verhält es sich mit Verkehrswasserbauwerken. Etwa 50 % der Schleusen und Wehre sind älter als 80 Jahre. Nahezu 30 % dieser Wasserbauwerke sind sogar älter als 100 Jahre [2].

Im Zuge von kontinuierlichen Bauwerksprüfungen wird der Zustand der Ingenieurbauwerke festgestellt.

Dabei erfolgt die einheitliche Erfassung, Bewertung und Aufzeichnung von Mängeln und Schäden. Die untersuchten Bauwerke werden schließlich anhand von Zustandsnoten beurteilt, siehe Abb. 2. Aus diesem Diagramm ist ersichtlich, dass der Anteil der Bauwerke mit einem erhöhten Instandsetzungs- und Erneuerungsbedarf tendenziell zunimmt [1].

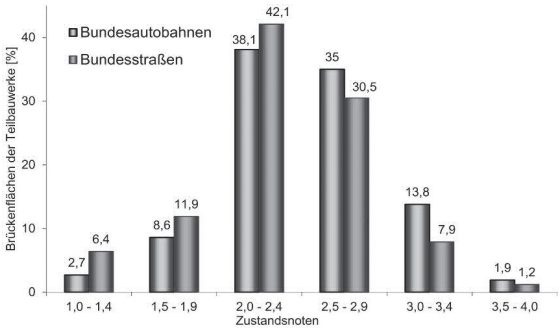


Abb. 2: Zustandsnoten der Brücken in Bundesfernstraßen (Stand 2013) [1]

Im Fall der Wasserbauwerke erfordert das ebenfalls hohe Bauwerksalter eine Intensivierung der Substanzerhaltung und Erneuerung. Ein üblicher Richtwert zur Abschätzung der notwendigen Erhaltungskosten für Wasserbauwerke geht von 1 % des Bruttoanlagenvermögens aus. Somit ist eine jährliche Reinvestition von etwa 500 Mio. Euro notwendig [2].

Dieser kurze Abriss der aktuellen Bauwerkssituation zeigt die Notwendigkeit eines Bauwerks- bzw. Instandhaltungsmanagements. Ein diesbezügliches Management erfordert die grundlegende Kenntnis über die wesentlichen Schädigungsmechanismen/-ursachen bei Beton- und Stahlbetonbauwerken.

2 Schädigungsmechanismen/-ursachen

2.1 Allgemeines

Die Schädigungsmechanismen/-ursachen an Beton- und Stahlbetonkonstruktionen sind vielfältiger Natur. Zur zielsicheren Erfassung der vorzufindenden Schäden bedarf es einer fundierten Kenntnis über die Zusammenhänge der im Beton und am Stahl ablaufenden chemisch-physikalischen Prozesse [3, 4]. Im Folgenden wird ein kompakter Überblick über die wesentlichen Schädigungsmechanismen und deren Ursachen gegeben.

2.2 Beton- und Bewehrungskorrosion

Die bei Beton- und Stahlbetonbauwerken vorzufindenden üblichen Schadensursachen können grob in die Betonkorrosion und die Bewehrungskorrosion unterteilt werden [5], siehe Abb. 3.
Maßgebende Schädigungsmechanismen/-ursachen, die den Beton betreffen, sind die mechanische und chemische Beanspruchung sowie der physikalische Angriff, siehe Abb. 3 (linke Seite). Die Brandeinwirkung bei Betontragwerken bildet einen Sonderfall der äußeren Einwirkung.

Hinsichtlich des Stahlangriffs ist die karbonatisierungs- und chloridinduzierte Bewehrungskorrosion zu nennen, der einer Depassivierung des Betonstahls vorausgeht, siehe Abb. 3 (rechte Seite). Insbesondere im Fall der Bewehrungskorrosion ist neben der Zerstörung des Stahls im Beton auch mit einer korrosionsbedingten Rissbildung und Betonabplatzung zu rechnen. Die korrosionsinduzierenden Streuströme bilden wiederum einen Sonderfall der Bewehrungskorrosion.

Im Nachfolgenden werden ausgewählte Schwerpunkte des angesprochenen Schädigungsspektrums behandelt.

2.2.1 Mechanische Beanspruchung

Die Beanspruchung eines Betontragwerks infolge mechanischer Einwirkungen führt neben den ohnehin einzuhaltenden Tragfähigkeitsanforderungen zu Rissen im Beton bzw. Stahlbeton, siehe Abb. 4. Die statisch und konstruktiv bedingten Risse bei Beton- und Stahlbetonbauwerken umfassen im Wesentlichen die

- Trennrisse,
- Biegerisse,
- Schubrisse,
- Torsionsrisse und die
- Kombination aus den genannten Rissarten.

Die Vermeidung bzw. Verringerung von last-induzierten Rissen ist vorrangig die Aufgabe der Statik und der konstruktiven Durchbildung [4, 6, 7]. Lastinduzierte Risse wirken sich jedoch direkt auf die Dauerhaftigkeit von Betontragwerken aus. Zur Sicherstellung der Bauwerksdauerhaftigkeit, d. h. zur Vermeidung des Eindringens schädlicher Substanzen in den

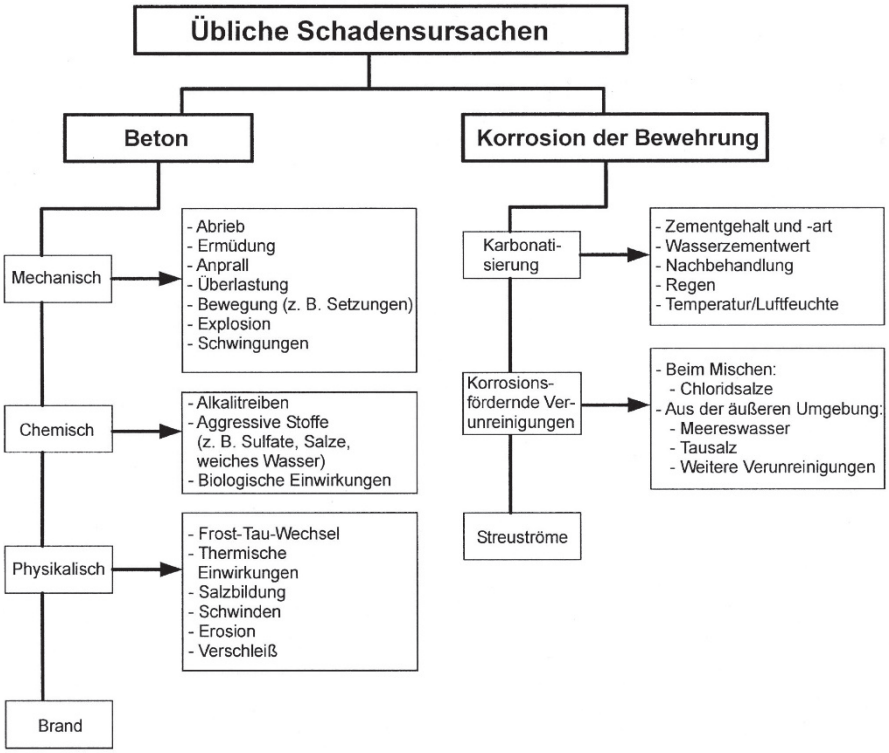


Abb. 3: Schädigungsmechanismen/-ursachen bei Beton- und Stahlbetontragwerken [5]

Beton wird gemäß der DIN 1922-1-1 [8, 9] die Begrenzung der Rissbreite in Abhängigkeit von der Art der Bewehrung, der Konstruktion und der Expositionsklasse verlangt.

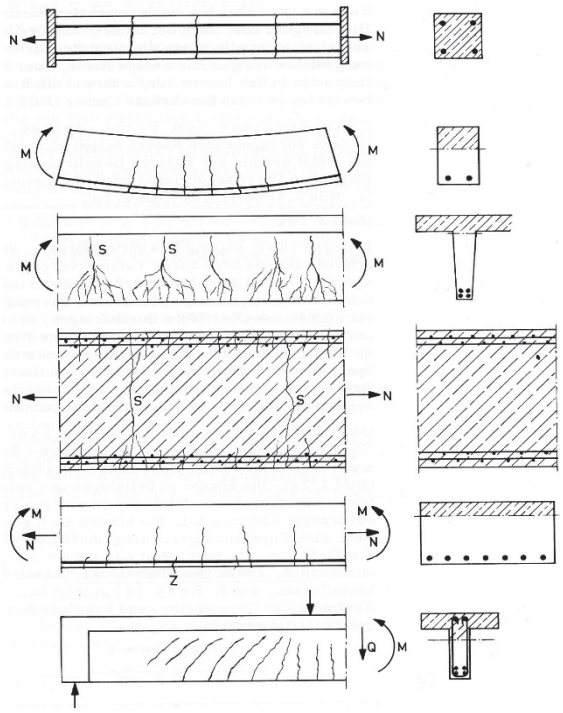


Abb. 4: Statisch und konstruktiv bedingte Risse [10]

Beispielsweise sind für Stahlbetonbauteile bzw. Spannbetonbauteile mit Spanngliedern ohne Verbund unter quasi-ständiger Einwirkungskombination hinsichtlich der Expositionsklassen XC2 bis XC4 (Karbonatisierung), XD1 bis XD3 (Chloride aus Taumittel) und XS1 bis XS3 (Chloride aus Meerwasser) eine maximale Rissbreite von w_{max} = 0,3 mm gefordert [8, 9].

Ein weiterer Aspekt der mechanischen Beanspruchung ist die Ermüdung [11]. Typischerweise sind zahlreiche Betonbauwerke (z. B. Brücken und Betonstraßen) nicht vorwiegend ruhend belastet, sondern einer wechselnden Belastung ausgesetzt. In diesem Zusammenhang wird von der so genannten Ermüdungsbeanspruchung (schwingende Beanspruchung) bzw. Dauerschwingfestigkeit gesprochen. Hierbei ist zwischen der Ermüdungsfestigkeit des Betons und des Betonstahls/Spannstahls zu unterscheiden. Beim Stahl wird die Dauerschwingfestigkeit hauptsächlich von seiner Oberflächenbeschaffenheit (z. B. Kerben) bestimmt; beim Beton ist hierfür eine zunehmende Mikrorissbildung verantwortlich.

Die Resultate diesbezüglicher dynamischer Untersuchungen werden in Form von Wöhlerlinien abgebildet. Dauerschwingversuche liefern schließlich Ergebnisse hinsichtlich der Kurzzeit-, Zeit- und Dauerfestigkeit des jeweiligen Werkstoffs.

2.2.2 Chemische Beanspruchung

Hinsichtlich des chemischen Angriffs ist zwischen dem lösenden und dem treibenden Angriff zu unterscheiden, siehe Abb. 5.

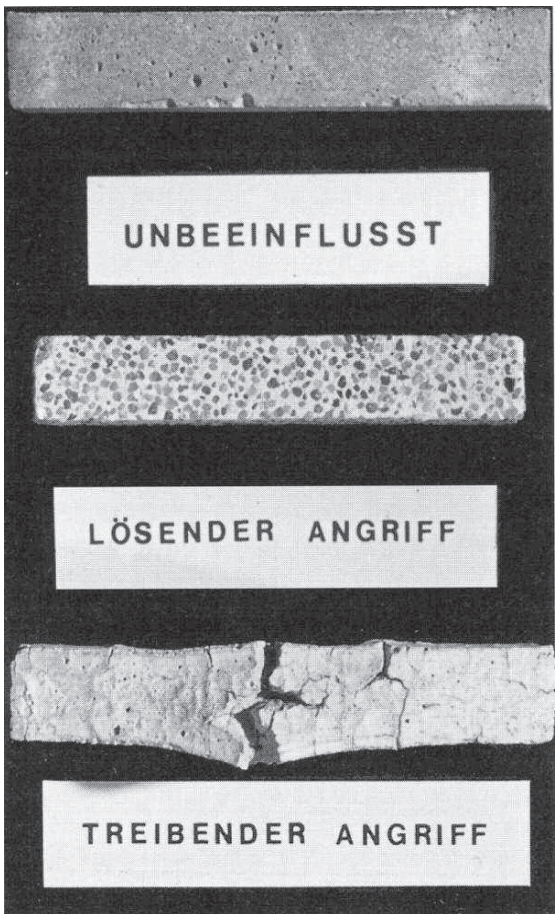


Abb. 5: Mörtelprismen nach Lagerung im Wasser (unbeeinflusst), in verdünnter Säure (lösender Angriff) und in Sulfatlösung (treibender Angriff) [12]

Der lösende Angriff (z. B. durch Säuren) verursacht i. d. R. die Zersetzung des Zementsteins – zudem wird kalk- oder dolomithaltige Gesteinskörnung ebenfalls geschädigt-, wobei die angreifende Substanz eine Zerstörung von außen nach innen verursacht. Ursache eines treibenden Angriffs ist die Reaktion von angreifenden schädlichen Medien (z. B. Sulfate) mit Bestandteilen des Zementsteins/ Gesteinskörnung, so dass Reaktionsprodukte unter starker Volumenzunahme entstehen, die ihrerseits das Betongefüge zerstören [12, 13, 14].

Des Weiteren sind die biologischen Einwirkungen zu nennen, wie z. B. die biogene Schwefelsäurekorrosion in teilgefüllten Abwasserrohren [3, 15]. Hierbei sind Stoffwechselaktivitäten (Bildung von Schwefelsäure durch Mikroorganismen) für die resultierende Betonschädigung verantwortlich.

Die Erfassung und Beurteilung des chemischen Angriffs erfolgt über die angreifenden Stoffe, die im unmittelbaren Kontakt (über die Luft, den Boden oder das Wasser) mit dem Bauteil stehen [16, 17]. Die Tabelle 4 der DIN 4030-1 [18] und Tabelle 2 des DIN Fachberichts 100 [19] enthalten Grenzwerte für die Expositionsklassen XA1 bis XA3 bei chemischem Angriff durch natürliche Böden und Grundwasser.

Das Alkalitreiben bzw. die Alkali-Kieselsäure-Reaktion bedarf einer gesonderten Betrachtung. Bei diesem Angriff wird von einer chemischen Reaktion zwischen den unterschiedlichen Formen der Kieselsäure der Gesteinskörnung und den Alkalihydroxiden der Porenlösung des erhärteten Betons ausgegangen. Die Folge ist hier eine Alkali-Kieselsäure-Gelbildung, die sich unter starker Volumenvergrößerung infolge Wasseraufnahme vollzieht [3]. Die wesentlichen Grundvoraussetzungen für diesen Schädigungsmechanismus sind das Vorhandensein von Kieselsäure, Alkalien und Wasser. Als Schädigungsresultat sind starke Rissbildungen im Betongefüge in Verbindung mit gallertartigen Ausscheidungen im Rissbereich zu erwarten, siehe Abb. 6.

Abb. 6: Schädigung eines Brückenpfeilers infolge Alkali-Kieselsäure-Reaktion

Generell erfordert der Schutz des Betons bei lösendem und treibendem Angriff geeignete betontechnologische und konstruktive Maßnahmen. Diese Maßnahmen umfassen u. a.

- die Erhöhung der Dichtigkeit des Zementsteins,
- die Prüfung der Widerstandsfähigkeit der Gesteinskörnung,
- die Schaffung einer optimierten Kornzusammensetzung der Gesteinskörnung,
- die Wahl der geeigneten Zementart,
- die Wahl einer ausreichend dicken Betondeckung und
- die Schaffung einer Rissfreien Betonoberfläche bzw. einer Oberfläche mit beschränkten Rissbreiten [20].

2.2.3 Physikalische Beanspruchung

Die physikalischen Beanspruchungen umfassen hauptsächlich die thermischen Einwirkungen, das Schwinden, die Frost-Tauwechsel-Beanspruchung sowie den Verschleiß [3, 6, 11, 14], vgl. Abb. 3.

Thermische Einwirkungen lassen sich in Erwärmung infolge der Hydratation und Temperaturänderungen durch äußere Einflüsse (z. B. Sonneneinstrahlung und tiefe Temperaturen in der Winterperiode) unterteilen.

Durch Hydratationswärme entsteht bei Betonbauteilen ein Temperaturgefälle vom Kern zum Rand. Beim Abkühlvorgang kühlen diese Bauteile am Rand schneller ab als im Kern, so dass sich der Beton außen zusammenzieht und sich im inneren sogar noch ausdehnt. Hierdurch resultiert ein Eigenspannungszustand, der zu einer massiven Rissbildung im Beton führen können [11, 14], siehe Abb. 7 (unten). Über den Querschnitt eines Bauteils betrachtet befinden sich diese Spannungen im Gleichgewicht und werden daher als Eigenspannungen bezeichnet [6].

Wird eine hydratationsbedingte Verformung eines Bauteils behindert, bilden sich Zwangspannungen aus. Dies kann beispielsweise entstehen, wenn eine neu hergestellte Wand auf ein bereits erhärtetes Fundament betoniert wird. Durch die Verformungsbehinderung an der Schnittstelle Wand-Fundament entwickeln sich entsprechende Zwangspannungen, die wiederum eine Rissbildung im Beton zur Folge haben können, siehe Abb. 7 (oben).

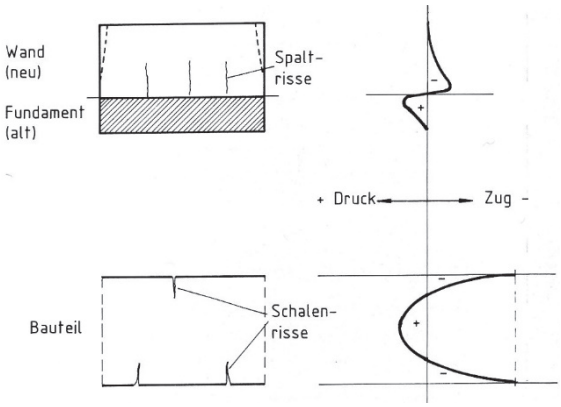


Abb. 7: Auftreten von Schalen- und Spaltrissen infolge Schwind- bzw. Temperaturspannungen [6]

Entsprechende betontechnologische und konstruktive Maßnahmen zur Vermeidung von Zwangrissbildungen umfassen u. a.

- die Verwendung von Zementen mit niedriger Hydratationswärmeentwicklung,
- die Verwendung von Gesteinskörnungen mit niedriger Wärmedehnzahl,
- die Reduzierung des Zementgehalts,
- die Kühlung zur Abführung von Hydratationswärme [13, 20].

Bei einer Temperaturänderung infolge äußerer Einflüsse (z. B. durch starke Sonneneinstrahlung) führt eine behinderte Verformung ebenfalls zu Zwangspannungen und damit zu Rissen und/oder starken Verformungen im betroffenen Betonbauteil [7]. Temperaturbedingte starke Verformungen an Betonfahrbahndecken wurden in letzter Zeit im Sommer des Öfteren im Zuge von Bundesautobahnen beobachtet, siehe Abb. 8 [21].

Abb. 8: Ausknicken von Platten/Plattenteilen (blow-up) bei Betonfahrbahndecken [21]

Hinsichtlich des Schwindens ist für normalfesten Beton der maßgebende Teil das Trocknungsschwinden [11]. Dieses Schwinden stellt sich ein, wenn ein Betonbauteil in trockener Umgebung aufgrund von Feuchteabgabe sein Volumen verringert. Dadurch liegt eine ungleiche Feuchteverteilung im Bauteilquerschnitt vor. Die Feuchte nimmt hierbei von außen nach innen zu. Somit ist die freie Schwindverformung über den Querschnitt nicht konstant; sie nimmt von außen nach innen ab. Die sich dadurch einstellenden Eigenspannungen, die als Zugspannungen an der Oberfläche und Druckspannungen im Kern vorliegen, führen u. U. zu Schwindrissen an der Bauteiloberfläche. Nach entsprechend langer Trocknungsdauer können die Schwindverformungen im Bereich $\geq$ 0,2 mm/m bis 0,3 mm/m liegen. Die Abschätzung der Größe der Spannungen erfordert die Berücksichtigung des Kriechens, da Schwindspannungen hierdurch teilweise abgebaut werden [11].

Betone mit einem geringen Wasserzementwert und damit geringer Kapillarporosität führen generell zu einem reduziert Schwinden. Des Weiteren bedingt auch die Verringerung des Zementleimgehalts im Beton ein geringeres Schwindverhalten des Betons. Auch die Wahl der Bauteilgeometrie ist zu beachten, da sie maßgeblich die Schwindeigenschaften des Betons steuert [6, 14, 15].

Frostinduzierten Schäden können zu einer tiefgreifenden Gefügeauflockerung im Beton führen [3, 14]. Frostschäden im Beton ereignen sich generell im Fall hoher, kritischer Wassersättigung des Porensystems begleitet von häufigen Frost-Tauwechseln mit hohen Temperaturdifferenzen. Die bei einer Frostbeanspruchung wirkenden Schädigungsmechanismen werden in makroskopische und mikroskopische Mechanismen unterteilt. Die wichtigsten makroskopischen Ursachen umfassen die ungleichen Temperaturausdehnungskoeffizienten (vgl. auch Beanspruchung durch Brand), schichtenweises Gefrieren und Temperatursturz. Einer der maßgebenden mikroskopischen Ursachen ist die gefrierbedingte Volumenausdehnung des Porenwassers mit der Bildung von entsprechenden Innendrücken (hydraulische Drücke nach Powers), die u. U. zum Erreichen der Betonzugfestigkeit und damit zur Zerstörung des Betongefüges führen kann [3, 14, 15].

Neben dem hydraulischen Druck bilden der kapillare Effekt und das thermodynamische Modell bzw. die Mikroeislinsenpumpe nach Setzer weitere Ansätze zur Erklärung der Schädigungsursachen beim Frostangriff. Beim kapillaren Effekt wird davon ausgegangen, dass nicht gefrorenes Wasser von kleineren zu größeren Poren gelangt, wo es dann gefriert. Die mit dem thermodynamischen Modell beschriebene Mikroeislinsenpumpe führt zu einer künstlichen Wassersättigung des Porensystems im Beton. Diese kritische Sättigung im Beton, die bei weitem das kapillare Saugen überschreitet, ist die maßgebende Ursache für die Zerstörung des Betongefüges im Fall des Gefrierens des Porenwassers bei entsprechender Frost-Tauwechselbeanspruchung, siehe Abb. 9.

Abb. 9: Frostbedingte Zerstörung der Betonoberfläche im Bereich der Wasserwechselzone am russischen Wasserkraftwerk „Saratov“

Wichtige Steuergrößen bezüglich der Frostbeständigkeit des Betons sind u. a. die Porosität, die Festigkeit, die Korngröße und die Zusammensetzung der Gesteinskörnung sowie die Kapillarporosität des Zementsteins [3, 14]. Da die Kapillarwirkung von überragender Bedeutung ist, stellt ein geeignetes Mittel zur Erhöhung der Frostbeständigkeit des Betons die Einführung künstlicher Luftporen dar, die neben der Schaffung von Expansionsraum diese Kapillarwirkung nachhaltig unterbinden.

Die Widerstandsfähigkeit des Betons wird unter Verwendung eines geeigneten Frost- und Frost-Taumittel Prüfverfahrens ermittelt, z. B. Würfelverfahren oder CDF/CIF-Verfahren [3]. Bei diesen Prüfverfahren werden als typische Beurteilungskriterien der Abfall des dynamischen Elastizitätsmoduls und die mittlere, bezogene Abwitterung herangezogen.

Beim Verschleiß verursacht eine mechanische Einwirkung aus z. B. Gummi-, Stahlreifen und Schneeketten (z. B. bei Hallenfußböden oder Beton im Bereich von Straßen und Wegen) oder durch die im fließenden Wasser mitgeführte Partikel/Feststoffe (z. B. bei wasserbauliche Anlagen) einen fortschreitenden Materialabtrag an der Betonoberfläche. Der Verschleiß kann schleifend, rollend, prallend/ stoßend oder eine Kombination aus den genannten Arten sein [13, 15].

Im Fall des Hydroabrasionsverschleißes kann der Schädigungsprozess in drei wesentliche Schritte unterteilt werden, siehe Abb. 10.

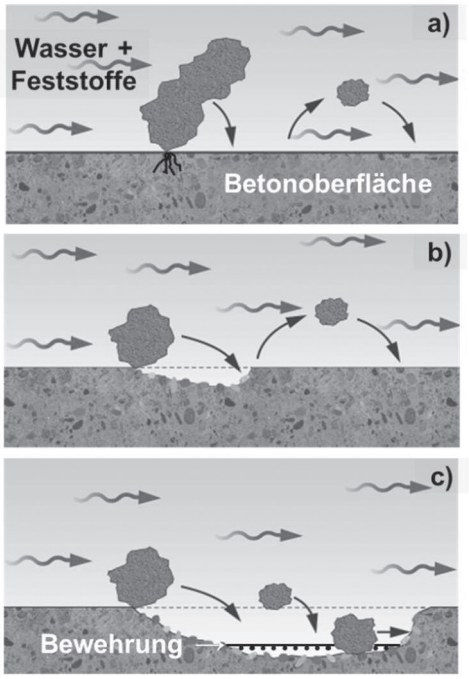


Abb. 10: Schädigungsmechanismus beim Hydroabrasionsverschleiß: a) Ausbildung von Initialschäden, b) Entmörtelung der Zementsteinmatrix/Herauslösen der Gesteinskörnung, c) Freilegen der Bewehrung nach [22]

Zunächst treffen (schleifend, rollend, prallend/ stoßend) die im Wasser mitgeführten Feststoffe auf die Betonoberfläche auf und verursachen dadurch Initialschäden in Form von Rissen. Im weiteren Beanspruchungsverlauf kommt es zu einer Entmörtelung der Zementsteinmatrix und schließlich zu einem Herauslösen der groben Gesteinskörnung. Dieser Schädigungsprozess führt sukzessive zum Freilegen der äußeren Bewehrungslagen, siehe Abb. 11.

Abb. 11: Freilegung der Bewehrung im Sohlbereich einer wasserbaulichen Anlage

Bei der Betonschädigung infolge einer Verschleißbeanspruchung ist zu beachten, dass es sich hierbei um eine Systemeigenschaft handelt. Das heißt, im Gegensatz zu anderen Werkstoffkenngrößen, wie z. B. die Druck- und Zugfestigkeit, resultiert der unter tribologischer Beanspruchung auftretende Verschleiß aus dem Zusammenwirken der am Verschleißvorgang beteiligten Elemente (Grundkörper, Gegenkörper, Zwischenstoff, Umgebungsmedium). Diesbezüglich ist anzumerken, dass aufgrund der Komplexität der unterschiedlichen Verschleißbeanspruchungen bei Betontragwerken einerseits die prüftechnische Abbildung des Verschleißprozesses und andererseits die zu formulierenden Anforderungen aneinen verschleißbeständigen Beton sich als schwierig gestalten [15].

Die Herstellung und Gestaltung eines verschleißwiderstandsfähigen Betons erfordert u. a.

- die Verwendung von Gesteinskörnungen mit ausreichender Härte, gedrungener Kornform und mäßig rauer Oberfläche,
- die Herstellung einer dichten Zementsteinmatrix,
- die Ausbildung eines angepassten Volumenverhältnisses zwischen Gesteinskörnung und Zementleim bzw. -stein,
- die Verwendung einer optimierten Sieblinie zur Gewährleistung einer guten Packungsdichte,
- die Sicherstellung einer ausreichenden Nachbehandlung zur Schaffung einer widerstandsfähigen Betonrandzone und
- die Vermeidung von scharfen Kanten, Sprüngen und Absätzen innerhalb der (wasserbaulichen) Konstruktion [13, 15].

Bei einer Brandbeanspruchung ändern sich die Eigenschaften des Betons in Abhängigkeit von der jeweiligen Temperatur. Brand verursacht Gefügespannungen im Beton, die sich aufgrund der Inhomogenität des Gefüges und der damit verbundenen unterschiedlichen Wärmedehnungskoeffizienten der unterschiedlichen Betonphasen einstellen. Infolge einer Brandbeanspruchung kommt es bei Normalbeton typischerweise bei Bauteilen zum schalenförmigen Abplatzen in den Eckbereichen über der Bewehrung [14, 15].

Der Brandschutz erfordert prinzipiell große Bauteilquerschnitte bzw. eine entsprechend ausreichende Betondeckung, damit die Stahlbewehrung vor einem frühzeitigen Erreichen der kritischen Temperatur geschützt wird (z. B weist Stahl bei 700°C etwa 20 % seiner ursprünglichen Festigkeit auf) [14].

2.2.4 Bewehrungskorrosion

Die bei Stahl- und Spannbetonbauwerken maßgebenden Korrosionsschäden sind die karbonatisierungs- und chloridinduzierte Bewehrungskorrosion. Der Prozess der Bewehrungskorrosion lässt sich in zwei wesentliche Phasen unterteilen, siehe Abb. 12. Die erste Phase – die Einleitungsphase – umfasst die Prozesse der Karbonatisierung und des Eindringens von Chloriden in den Beton bis zur Zerstörung der am Stahl befindlichen Passivschicht. Die zweite Phase – die Schädigungsphase – beinhaltet den Prozess der Eisenauflösung [23].

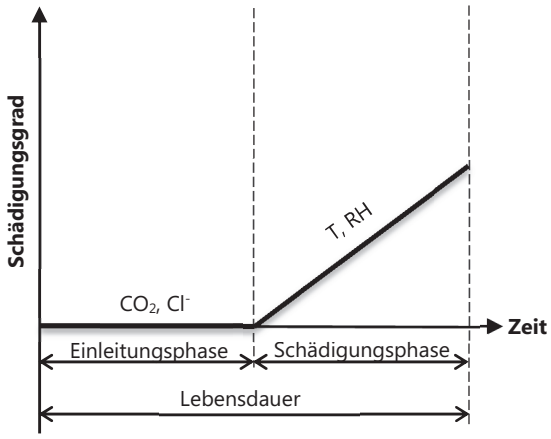
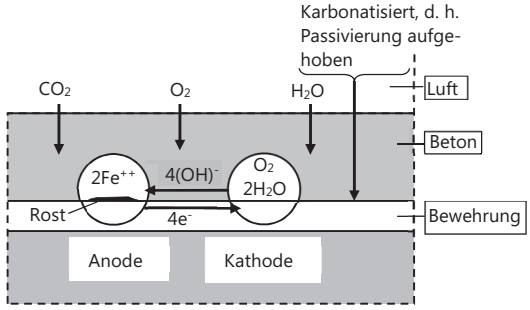


Abb. 12: Schema des Ablaufs der Stahlkorrosion in Beton [23]; (T: Temperatur; RH: relative Luftfeuchte)

Betonbauwerke sind grundsätzlich einer Beanspruchung durch das in der Luft befindliche Kohlendioxid ausgesetzt, so dass u. U. eine karbonatisierungsinduzierte Bewehrungskorrosion ausgelöst werden kann. Die karbonatisierungsinduzierte Bewehrungskorrosion umfasst nachfolgend aufgeführte chemisch-physikalische Prozesse: Nach der Beton- bzw. Stahlbetonherstellung befindet sich der im Beton befindliche Bewehrungsstahl aufgrund der hohen Alkalität des Porenwassers (pH-Werte von 12,5 bis 13,5) im passiven Zustand. Für die hohe Alkalität im Porenwasser ist das Calciumhydroxid verantwortlich. Zu diesem Zeitpunkt liegt eine mikroskopisch dünne Oxidschicht (Passivschicht) auf der Stahloberfläche vor. Eine Korrosion durch anodische Eisenauflösung ist in diesem Zustand nicht möglich.

Dringt Kohlendioxid aus der Umgebungsluft über Diffusion in den Beton ein, so wird das vorliegende Calciumhydroxid zu Calciumcarbonat umgewandelt mit der Folge einer pH-Wert Absenkung (pH-Wert ≈ 9). Hierdurch wird, wenn die Karbonatisierungsfront den Bereich der Bewehrung erreicht, die Passivierungsschicht des Bewehrungsstahls zerstört und es kommt bei Anwesenheit ausreichender Feuchtigkeit und Sauerstoff an der depassivierten Bewehrung zur Korrosion [3, 6, 14], siehe Abb. 13.



1) Teilreaktionen
Anode: $Fe \rightarrow Fe^{++} + 2e^-$ (Eisenauflösung)
Kathode: $O_2 + 2H_2O + 4e^- \rightarrow 4\,(OH)^-$ (Sauerstoffreduktion)

2) Rostbildung
1. Stufe: $Fe + 2(OH)^- \rightarrow Fe(OH)_2$
2. Stufe: $Fe(OH)_2 + 3O_2 \rightarrow$ z.B. $Fe_2O_3\ 2H_2O$ (Eisen-(III)-oxidhydrat)

Abb. 13: Schema einer karbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion [6]

Die karbonatisierungsinduzierte Bewehrungskorrosion führt i. d. R. zu einem gleichmäßigen flächenhaften Abtrag, bei der Anoden und Kathoden dicht beieinander liegen. Im Zuge einer Bewehrungskorrosion nehmen die Korrosionsprodukte ein größeres Volumen als der unbeschädigte metallische Stahl ein. Die Rostprodukte wiederum erzeugen im Beton einen Sprengdruck, der neben einer Rissbildung – i. d. R. längs der Bewehrung verlaufend – schließlich zum Absprengen der Betonüberdeckung führen kann.

Neben der Karbonatisierung verursachen in den Beton eindringende bzw. vorhandene Chloride bzw. Chloridionen eine Zerstörung der Passivschicht am Bewehrungsstahl. Bauwerke wie beispielsweise Brücken, Tunnel oder wasserbauliche Anlagen mit Meerwasserbeaufschlagung sind gewöhnlich einer starken Chloridbelastung ausgesetzt. Die verschiedenen Komponenten bzw. Bereiche dieser Bauwerke werden durch Chloride in unterschiedlicher Art und Weise beansprucht. Bei Betonbrücken wird z. B. in

Kontaktbereich, Spritzwasserbereich und Sprühnebelbereich unterschieden, siehe Abb. 14 [6]. Diese Bereiche sind einer unterschiedlich intensiven Taumittelbeanspruchung ausgesetzt. Der Kontaktbereich umfasst beispielsweise Fahrbahndecken und Brückenkappen. Zum Spritzwasserbereich zählen u. a. Widerlager oder Brückenpfeiler. Die oberen Pfeilerbereiche sind normalerweise dem chloridhaltigen Sprühnebel ausgesetzt. In Analogie zu den Brückenbauwerken sind die verschiedenen chloridbeanspruchten Bereiche eines Wasserbauwerks in meerwasserhaltiger Atmosphäre (z. B. Bauwerke in Meeresnähe), Spritzwasserbereich (z. B. Kaimauern über dem Meeresspiegel), Tidebereich (Brückenpfeiler, Kaimauern) und Unterwasserbereich (z. B. Kaimauern, Fundamente) zu unterteilen.

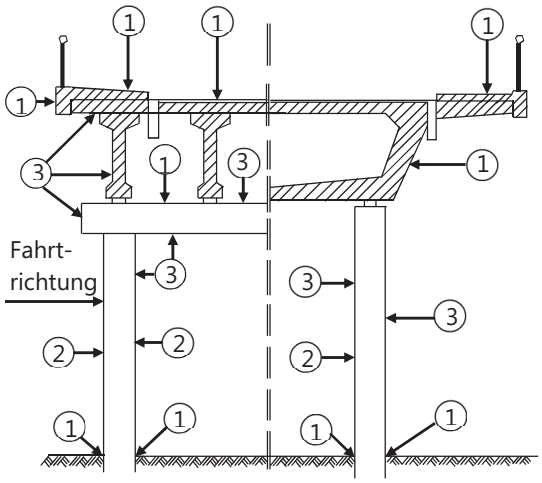


Abb. 14: Brückenbereiche unterschiedlicher Chlorideinwirkung [6]; 1: Kontaktbereich; 2: Spritzwasserbereich; 3: Sprühnebelbereich

Die Zerstörung der Passivschicht geschieht bei der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion dadurch, dass die am Bewehrungsstahl befindlichen Chloride einen kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt erreichen bzw. überschreiten, siehe Abb. 15. Hierbei wird die Schutzschicht am Stahl lokal zerstören. Eine gefährliche Lochfraß- oder Muldenkorrosion ist hierbei zu erwarten [3, 6, 14]. Bei der chloridinduzierten Korrosion bildet sich ein elektrochemisches Element, das durch örtlich begrenzte kleine Anoden und einem demgegenüber relativ großen Kathodenbereich gekennzeichnet ist. Eine in die Tiefe rasch fortschreitende Eisenauflösung ist die Folge, siehe Abb. 16.

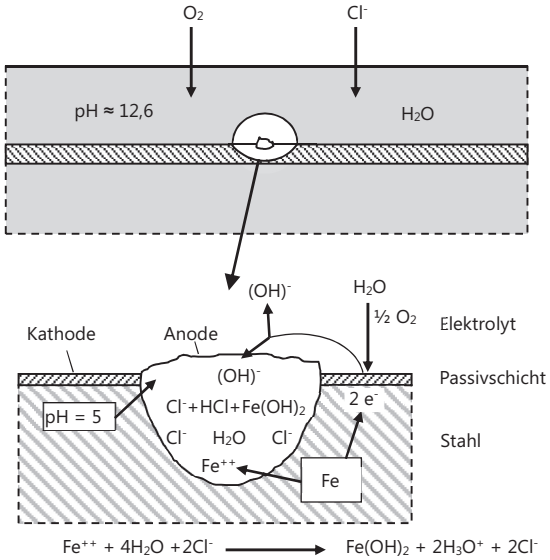


Abb. 15: Schema einer chloridinduzierten Lochfraß-/ Muldenkorrosion [6]

Abb. 16: Chloridinduzierte Lochfraß-/ Muldenkorrosion an einer freigelegten Spannbewehrung (Talbrücke Langenschwarz, Hessen)

Geeignete Maßnahmen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit bei Gefahr einer Bewehrungskorrosion beinhalten die Sicherstellung einer ausreichend dicken und dichten Betonüberdeckung zum Stahl in Verbindung mit geeigneten betontechnologischen (Begrenzung des Wasserzementwerts, Mindestzementgehalt und Mindestdruckfestigkeitsklasse) und konstruktiven Maßnahmen (u. a. Nachbehandlung, Bewehrungsführung) [8, 9, 16, 17].

Streuströme oder auch Fremdströme können bei erdverlegten Stahlbetonstrukturen eine Korrosion initiieren. Die wesentlichen Ursachen dieser Ströme sind Isolationsfehler stromführender Systeme (vorwiegend Erdkabel oder elektrische Bahnen) gegenüber der Erde. Diese Erdströme verursachen i. d. R. Korrosionserscheinungen, wenn sie als Gleichströme vorliegen [24]. Beim Streustromeintritt in ein Bewehrtes Bauteil wird dann die kathodische und beim Stromaustritt die anodische Teilreaktion durch

kathodische/anodische Polarisation initiiert. Somit ist eine verstärkte Korrosion am Stahl im Bereich des Stromaustritts zu erwarten. Voraussetzung hierfür ist die Depassivierung des Bewehrungsstahls aufgrund von Karbonatisierung oder Chloriden.

3 Sicherstellung der Dauerhaftigkeit

Sind die grundlegende Kenntnisse über die im Beton wirkenden Schädigungsmechanismen/-ursachen vorhanden, kann in einem nächsten Schritt die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit vor dem Hintergrund des Auftretens unterschiedlicher Schädigungsmechanismen bei Beton- und Stahlbetontragwerken behandelt werden. Die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit erfolgt generell unter Anwendung des deskriptiven Verfahrens und des leistungsbezogenen Verfahrens. Nachfolgend werden diese Verfahren kurz aufgezeigt.

3.1 Deskriptives Verfahren

Die Dauerhaftigkeit von Betonstrukturen wird anhand der aktuellen Regelwerke DIN EN 206 [16] und DIN 1045-2 [17] in erster Linie gemäß dem deskriptiven Konzept sichergestellt, siehe Tab. 1 und 2. Beim deskriptiven Verfahren ist die Dauerhaftigkeit des Betons gewährleistet, wenn

- geeignete Expositionsklassen entsprechend den zu erwartenden Einwirkungen ausgewählt wurden (siehe Tab. 1),
- die den Expositionsklassen zugeordneten betontechnologischen Maßnahmen durchgeführt werden (siehe Tab. 2),
- die Betondeckung der Bewehrung für die maßgebenden Umweltbedingungen die erforderlichen Mindestwerte aufweist,
- der Beton ordnungsgemäß hergestellt, eingebracht, verdichtet und nachbehandelt wird und
- während der Bauwerkslebensdauer eine angemessenen Instandhaltung durchgeführt wird.

Unter Anwendung des deskriptiven Verfahrens werden die behandelten Schädigungsmechanismen aus ingenieurmäßiger Sicht nicht wirklichkeitsnah abgebildet bzw. modelliert. Diese Herangehensweise liefert lediglich eine erfahrungsbasierte Bewertung der Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken, ermöglicht jedoch keine Quantifizierung der Bauwerksdauerhaftigkeit auf der Grundlage einer Gegenüberstellung von Einwirkungs- und Widerstandsgrößen. Ebenso ist keine eindeutige Bezifferung der Bauwerkslebensdauer bzw. der Restnutzungsdauer realisierbar. Abhilfe hierbei kann das so genannte leistungsbezogene Entwurfsverfahren schaffen.

3.2 Leistungsbezogenes Verfahren

Im Anhang J der DIN EN 206-1 [16] wird die Möglichkeit eines leistungsbezogenen Entwurfsverfahrens hinsichtlich der Dauerhaftigkeitsbewertung von Betonkonstruktionen bereitgestellt. Dieses „leistungsbezogene Verfahren berücksichtigt quantitativ jeden maßgebenden Zerstörungsmechanismus, die Nutzungsdauer von Teilen des Bauwerks und die Kriterien, die das Ende der Nutzungsdauer festlegen“ [16]. Des Weiteren kann dieses Entwurfsverfahren „auf zufrieden stellenden baupraktischen Erfahrungen unter örtlichen Umgebungsbedingungen, auf Daten eines anerkannten Prüfverfahrens für den maßgebenden Mechanismus oder auf Verwendung erprobter Vorhersagemodelle beruhen“ [16]. Das leistungsbezogene Entwurfsverfahren wird üblicherweise angewandt, wenn u. a.

- eine Nutzungsdauer anvisiert werden muss, die außerhalb des üblichen Betrachtungszeitraums von 50 Jahren liegt,
- sicherheitsrelevante Bauwerke (z. B. kerntechnische Anlagen) vorliegen, die eine geringe Versagenswahrscheinlichkeit aufweisen sollen,
- die Umwelteinwirkungen besonders angreifend oder sehr genau festgelegt sind,
- die Qualität der Bauausführung offensichtlich hoch sein wird und
- die Instandhaltungsmaßnahmen während des Nutzungszeitraums anspruchsvoll sind.

Das leistungsbezogene Entwurfsverfahren kommt somit zur Anwendung, wenn beispielsweise bei einem bestehenden Betonbauwerk, dass hinsichtlich seiner Funktionsfähigkeit besonders erhaltenswert ist (z. B. ausgedehnte Brücken- und Tunnelbauwerke) und die Instandhaltungsmaßnahmen aufgrund der erforderlichen Betriebsbedingungen sehr aufwändig sind (z. B. Zugänglichkeit zu den Bauwerksbereichen bei laufendem Straßenverkehr) sowie die Restnutzungsdauer auf der Basis der vorliegenden umweltbedingten Beanspruchungen vorhergesagt werden muss.

Die Anwendung des leistungsbezogenen Entwurfsverfahrens setzt weiterhin voraus, dass bei bekannter Exposition (z. B. Chloridangriff) die Parameter der Einwirkungs- und Widerstandsseite quantifizierbar sind (d. h. vor Ort oder im Labor messtechnisch erfasst werden können). Darüber hinaus muss ein geeignetes physikalisch-mathematisches Modell existieren, mit dessen Hilfe das zeitabhängige Materialverhalten (z. B. die Karbonatisierung oder der Chlorideintrag in den Beton) realitätsnah abgebildet werden kann.

Tab. 1: Expositionsklassen [16, 17], (Auszug)

Einwirkung	Klasse	Beschreibung der Umgebung
Karbonatisierung	XC1	trocken oder ständig nass
	XC2	nass, selten trocken
	XC3	mäßige Feuchte
	XC4	wechselnd nass und trocken
Chloride, außer aus Meerwasser	XD1	mäßige Feuchte
	XD2	nass, selten trocken
	XD3	wechselnd nass und trocken
Chloride aus Meerwasser	XS1	salzhaltige Luft, kein unm. Kontakt mit Meerwasser
	XS2	unter Wasser
	XS3	Tidebereich, Spritzwasser- und Sprühnebelbereiche
Frostangriff	XF1	mäßige Wassersättigung, ohne Taumittel
	XF2	mäßige Wassersättigung, mit Taumittel
	XF3	hohe Wassersättigung, ohne Taumittel
	XF4	hohe Wassersättigung, mit Taumittel
chemischer Angriff	XA1	chemisch schwach angreifende Umgebung [a]
	XA2	chemisch mäßig angreifende Umgebung [a]
	XA3	chemisch stark angreifende Umgebung [a]
Verschleißbeanspruchung [b]	XM1	mäßige Verschleiß-beanspruchung
	XM2	starke Verschleiß-beanspruchung
	XM3	sehr starke Verschleiß-beanspruchung
Angriff durch Alkali-Kieselsäure-reaktion [b]	WO	vorwiegend trocken
	WF	häufig bzw. länger feucht
	WA	häufig bzw. länger feucht mit Alkalizufuhr
	WS	hohe dynamische Beanspruchung mit Alkalizufuhr

[a] Detaillierte Werte zur Klassifizierung siehe DIN 4030-1 [18].
[b] Beanspruchung nur in DIN 1045-2 [17] gelistet

Tab. 2: Betontechnologische Maßnahmen [16, 17], (Auszug)

Expositionsklasse	Betontechnologische Maßnahmen			
	Höchstzulässiger w/z [-]	Mindestdruckfestigkeitsklasse	Mindestzementgehalt [kg/m³]	Mindestzementgehalt bei Anrechnung von Zusatzstoffen [kg/m³]
Karbonatisierung				
XC1/XC2	0,75	C16/20	240	240
XC3	0,65	C20/25	260	240
XC4	0,60	C25/30	280	270
Chloride, außer aus Meerwasser				
XD1	0,55	C30/37	300	270
XD2	0,50	C35/45	320	270
XD3	0,45	C35/45	320	270
Chloride aus Meerwasser				
XS1	0,55	C30/37	300	270
XS2	0,50	C35/45	320	270
XS3	0,45	C35/45	320	270
Frostangriff				
XF1	0,60	C25/30	280	270
XF2	0,55/ 0,50	C25/30 C35/45	300/ 320	270
XF3	0,55/ 0,50	C25/30 C35/45	300/ 320	270
XF4	0,50	C30/37	320	270
chemischer Angriff				
XA1	0,60	C25/30	280	270
XA2	0,50	C35/45	320	270
XA3	0,45	C35/45	320	270
Verschleißbeanspruchung				
XM1	0,55	C30/37	300	270
XM2	0,55/ 0,45	C30/37 C35/45	300/ 320	270
XM3	0,45	C35/45	320	270

ANMERKUNG:
Die angegebenen Werte sind den nationalen Anwendungsregeln DIN 1045-2:2008-08 der europäischen Betonnorm EN 206-1:2000 entnommen. Genauere Angaben und Einschränkungen sind in den Tabellen F.2.1 und F.2.2 der DIN 1045-2:2008-08 zu finden.

Die Umsetzung des leistungsbezogenen Verfahrens ist z. B. unter Verwendung des *fib* Model Code for Service Life Design zu bewerkstelligen [25]. In dieser Richtlinie kann die Wahrscheinlichkeit des Auftretens einer karbonatisierungs- und chloridinduzierten Depassivierung der Bewehrung sowie die dazugehörende Bauwerks- bzw. Bauteillebensdauer berechnet werden. Die Anwendung dieser probabilistischen Lebensdauerprognose erfordert allerdings spezielle Kenntnisse auf dem Gebiet der Schädigungsmodellierung und statistischen Methoden. Zur vertiefenden Betrachtung dieser Thematik siehe z. B. die Literatur unter [26].

4 Zusammenfassung und Ausblick

Beton- und Stahlbetonbauwerke sind vielfältigen und damit auch komplexen last- und umweltbedingten Einwirkungen ausgesetzt. Diese Einwirkungen sind wiederum für das Wirken unterschiedlicher Schädigungsmechanismen im Beton verantwortlich. Durch diese Einwirkungen bzw. Schädigungsmechanismen werden u. U. die geplante Nutzungsdauer, der Beton- und Stahlbetonbauwerke – z. B. Infrastrukturbauwerke, wie z. B. Brücken oder Tunnel und wasserbauliche Anlagen – signifikant reduziert.

In diesem Beitrag wurde zunächst die aktuelle Situation in Bezug auf den Erhaltungs- und Erneuerungsbedarf kurz dargestellt.

Im Weiteren wurden die maßgebenden Schädigungsmechanismen/-ursachen, die bei Beton- und Stahlbetonbauwerken auftreten können, in ihren Grundzügen aufgezeigt. Hierbei wurden in kompakter Art und Weise die wichtigsten chemisch-physikalischen Hintergründe beleuchtet.

Darüber hinaus sind die erforderlichen betontechnologischen und konstruktiven Schutzmaßnahmen benannt worden, die bei Beton- und Stahlbetonbauwerke notwendig sind, damit sie gegenüber den vorzufindenden Einwirkungen bzw. Schädigungsmechanismen eine ausreichende Widerstandsfähigkeit und Dauerhaftigkeit besitzen. In diesem Zusammenhang wurden die wesentlichen Methoden zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen (deskriptives Verfahren und leistungsbezogenes Entwurfsverfahren) aufgezeigt.

Schlussendlich bleibt noch anzumerken, dass noch nicht sämtliche an Betonbauwerken vorzufindende Schädigungsmechanismen/-ursachen vollständig verstanden wurden bzw. einer mathematischen Modellierung zugänglich sind, wie dies bereits für die karbonatisierungs- und chloridinduzierten Bewehrungskorrosion bewerkstelligt worden ist. Insbesondere für die Schädigungsmechanismen der Frost-/Frost-Taumittelbeanspruchung, die Alkali-Kieselsäurereaktion und der Hydroabrasionsverschleiß sind im Bereich der Schädigungsmodellierung und Prüftechnik noch wesentliche offene wissenschaftlich-technischer Fragen zu beantworten. Auf diesem Gebiet werden auch in Zukunft verstärkte Forschungstätigkeiten notwendig sein.

Darüber hinaus werden die bislang behandelten Einwirkungen bzw. Schädigungsmechanismen isoliert betrachtet, d. h. als einzeln wirkende Beanspruchungen. In der Realität liegen diese Beanspruchungen bei Beton- und Stahlbetonbauwerken in Kombination vor, was dazu führt, dass sich bei bestimmten Einwirkungskombinationen – im Gegensatz zu einzeln angreifenden Einwirkungen – der Schädigungsprozess im Beton eine Verstärkung bzw. Beschleunigung erfährt. Erste Forschungsergebnisse weisen eindeutig auf dieses besagte Verhalten hin. Daher ist auch auf dem Feld der Modellierung von kombiniert auftretenden Einwirkungen bzw. Schädigungsmechanismen weiterer Forschungsbedarf gegeben.

5 Literatur

[1] Bauwerksprüfung nach DIN 1076 – Bedeutung, Organisation, Kosten. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung. Dokumentation 2013

[2] Westendarp, A., Becker, H., Bödefeld, J., Fleischer, H., Kunz, C., Maisner, M., Müller, H., Rahimi, A., Reschke, T., Spörel, F.: Erhaltung und Instandsetzung von massiven Verkehrswasserbauwerken. Beton Kalender 2015, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, S. 187-246

[3] Stark, J., Wicht, B.: Dauerhaftigkeit von Beton. Springer Vieweg Verlag, 2013

[4] Hilsdorf, H. K., Schönlin, K., Burieke, F.: Dauerhaftigkeit von Betonen. Schlussbericht zum Forschungsauftrag der Forschungsgemeinschaft Transportbetone e. V. (FTB) und Schlussbericht zum Forschungsauftrag des Instituts für Bautechnik, Berlin, Universität Karlsruhe, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Abteilung Baustofftechnologie, 1992

[5] DIN EN 1504-9:2008-11:Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken – Definitionen, Anforderungen, Qualitätsüberwachung und Beurteilung der Konformität – Teil 9: Allgemeine Grundsätze für die Anwendung von Produkten und Systemen: Deutsche Fassung EN 1504-9:2008, Beuth Verlag GmbH, Berlin

[6] Jungwirth, D., Beyer, E., Grübl, P.: Dauerhafte Betonbauwerke – Substanzerhaltung und Schadensvermeidung. Beton-Verlag, 1986

[7] Meichsner, H., Rohr-Suchalla, K.: Risse im Beton und Mauerwerk – Ursachen, Sanierung, Rechtsfragen. Fraunhofer IRB Verlag, 2011

[8] DIN EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil: 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004+AC:2010

[9] DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil: 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau

[10] Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau. Vierter Teil, Nachweis der Gebrauchstauglichkeit, Springer Verlag, 1978

[11] Reinhardt, H.-W.: Ingenieurbaustoffe. 2. Auflage, Ernst & Sohn Verlag, Berlin 2010

[12] Henning, O., Knöfel, D.: Baustoffchemie – Eine Einführung für Bauingenieure und Architekten. Verlag für Bauwesen, Berlin, 1997

[13] Kupfer, H. (Hrsg.), Grübl, P., Weigler, H., Karl, S.: Beton – Arten, Herstellung und Eigenschaften. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2001

[14] Springenschmid, R.: Betontechnologie für die Praxis. Bauwerk Verlag, Berlin, 2007

[15] Wesche, K.: Baustoffe für tragende Bauteile. Band 2, Beton/Mauerwerk. Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin, 1993

[16] DIN EN 206-1:2001-07: Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Deutsche Fassung EN 206-1:2000. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2001

[17] DIN 1045-2:2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton - Festlegungen, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1: Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2008

[18] DIN 4030-1:2008-06: Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase – Teil 1: Grundlagen und Grenzwerte. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2008

[19] DIN Fachbericht 100: Beton - Zusammenstellung von DIN EN 206-1: Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität und DIN 1045-2: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton; Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1, Beuth Verlag GmbH, Berlin 2010

[20] Röhling, S., Eifert, H., Kaden, R.: Betonbau – Planung und Ausführung. Verlag Bauwesen Berlin, 2000

[21] Leitfaden zum Umgang mit Hitzeschäden an betonfahrbahndecken. Stand: 10/2014, Bundesanstalt für Straßenwesen (bast)

[22] Jacobs, F.; Winkler, K.; Hunkeler, F.; Volkart, P.: Betonabrasion im Wasserbau - Grundlagen/ Feldversuche/Empfehlungen. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau Hydrologie und Glaziologie der Eidgenössischen Hochschule Zürich, 2001

[23] Tuutti, K.: Corrosion of Steel in Concrete. CBI Research (1982), No. Fo 4:82, Cement and Concrete Research Institute, 1982

[24] Nürnberger, U.: Korrosion und Korrosionsschutz im Bauwesen. Band 1, Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin, 1995

[25] *fib* Bulletin 34 (2006): Model Code for Service Life Design.

[26] Gehlen, C.: Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken – Zuverlässigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton Nr. 510, Beuth Verlag, Berlin, 2000

Autoren

Dr.-Ing. Michael Vogel
Materialprüfungs- und Forschungsanstalt,
MPA Karlsruhe
Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
Gotthard-Franz-Str. 3
76131 Karlsruhe

Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
Gotthard-Franz-Str. 3
76131 Karlsruhe

Die neue Instandhaltungs-Richtlinie des DAfStb und aktuelle Regelungen zum Schutz von befahrenen Parkdecks

Michael Raupach, Heinrich Bastert, Angelika Eßer, Christoph Gehlen, Wilhelm Hintzen, Inga Hohberg, Hans Carsten Kühne, Kenji Reichling, Andreas Westendarp, Udo Wiens und Lars Wolff

Zusammenfassung

Mit der Veröffentlichung der europäischen Normenreihe EN 1504 in den Jahren 2004 bis 2008 wurde in Deutschland eine Anpassung der bisherigen nationalen Regelungen für die Instandsetzung von Betonbauteilen im standsicherheitsrelevanten Bereich erforderlich. Im vorliegenden Entwurf der neuen Instandhaltungs-Richtlinie wurde neben der technischen Überarbeitung von Hinweisen zur Planung und Durchführung von Instandsetzungsmaßnahmen die bestehende Instandsetzungsrichtlinie des DAfStb (2001) [1] um Gesichtspunkte der Instandhaltung erweitert. Gegenüber [1] werden nunmehr auch die Aspekte Wartung, Inspektion und Verbesserung in Anlehnung an DIN 31051 [2] berücksichtigt. Zudem wurden Regelungen aus der ZTV-ING [10] sowie der ZTV-W [11] übernommen.

Der vorliegende Beitrag gibt einen Überblick über die Gliederung, die wesentlichen neuen Inhalte sowie über die sich ändernden baurechtlichen Randbedingungen. Ferner werden die Ergebnisse der Ad-Hoc Gruppe „Dauerhaftigkeit von Parkdecks" erläutert und auf das aktuelle Positionspapier des DAfStb zum kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt eingegangen.

1 Die neue Instandhaltungs-Richtlinie des DAfStb

Im Sommer 2016 soll die neue Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton e. V. „Instandhaltung von Betonbauteilen" im Gelbdruckverfahren (Entwurf) erscheinen und der Fachöffentlichkeit im Rahmen eines Einspruchverfahrens Gelegenheit gegeben werden, Stellungnahmen abzugeben.

Die neue Instandhaltungs-Richtlinie umfasst die Festlegung der grundsätzlichen Vorgehensweise bei der Instandhaltung von Betonbauteilen und erweitert folglich die Aufgaben und erforderliche Qualifikation des Sachkundigen Planers, der im Rahmen der Planung und Umsetzung einer Instandhaltungsmaßnahme nach der Richtlinie einzuschalten ist.

Die Erarbeitung der Richtlinienteile erfolgte in fünf Arbeitskreisen des Technischen Ausschusses „Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen" unter den angegebenen Obmannschaften:

- Arbeitskreis „RL-SIB Planung" (Obmann: Raupach)
- Arbeitskreis „RL-SIB Mörtel" (Obmann: Kühne)
- Arbeitskreis „RL-SIB Oberflächenschutzsysteme" (Obmann: Wolff)
- Arbeitskreis „RL-SIB Rissfüllstoffe" (Obfrau: Eßer)
- Arbeitskreis „RL-SIB Ausführung" (Obmann: Bastert)
- Arbeitskreis „RL-SIB KKS" (Obmann: Raupach)

Im Folgenden wird kurz auf einige zentrale Änderungen im Vergleich zur alten Instandsetzungsrichtlinie eingegangen. Der Entwurf der neuen Richtlinie beinhaltet die folgenden Arbeitstitel:

Teil 1: Planung der Instandhaltung,
Teil 2: Merkmale von Produkten oder Systemen für die Instandsetzung und Regelungen für deren Verwendung zur Sicherstellung der Erfüllung der Grundanforderungen an Bauwerke oder Bauteile,
Teil 3: Ausführung und Überwachung,
Teil 4: Prüfverfahren,
Teil 5: Nachweisverfahren zur Ermittlung der Restnutzungsdauer und der Bemessung von Schichtdicken für Betonersatz bei Karbonatisierung und Chlorideinwirkung.

2 Teil 1

Teil 1 der Instandhaltungs-Richtlinie wurde federführend im Arbeitskreis Planung erstellt. Die derzeitige Gliederung des Teils 1 der neuen Richtlinie stellt sich wie folgt dar:

1 ANWENDUNGSBEREICH DER RICHTLINIE
2 NORMATIVE VERWEISUNGEN
3 BEGRIFFE, SYMBOLE UND ABKÜRZUNGEN
3.1 Begriffe
3.2 Symbole und Abkürzungen
4 INSTANDHALTUNG
4.1 Sachkundiger Planer
4.2 Planung der Instandhaltung
4.2.1 Allgemeiner Planungsablauf
4.2.2 Ermittlung und Beurteilung des Bauwerks- oder Bauteilzustandes
4.2.3 Erstellung eines Instandhaltungsplanes
5 INSTANDSETZUNG
5.1 Allgemeines
5.2 Planung von Instandsetzungsmaßnahmen
5.3 Prinzipien und Verfahren zum Erreichen der Instandsetzungsziele
5.3.1 Allgemeines
5.3.2 Prinzipien und Verfahren bei Schäden im Beton
5.3.3 Prinzipien und Verfahren bei Bewehrungskorrosion
5.4 Sicherstellung der Beständigkeit des Instandsetzungssystems und der Dauerhaftigkeit des Verbundes
5.4.1 Sicherstellung der Beständigkeit des Instandsetzungssystems
5.4.2 Sicherstellung der Dauerhaftigkeit des Verbundes
5.4.3 Ergänzende systemspezifische Anforderungen zur Sicherstellung eines ausreichenden Widerstandes und des Verbundes des Instandsetzungssystems
5.5 Festlegung für die Ausführung
ANHANG A Produkte und Systeme für die flächige Instandsetzung mit Mörtel oder Beton (normativ)
ANHANG B Produkte und Systeme für das Schließen, Abdichten und Verbinden von Rissen (normativ)
ANHANG C Produkte und Systeme für den Oberflächenschutz (normativ)
ANHANG D Schutz von Betonbauteilen für Befahrene Verkehrsflächen (Neubauten) vor Chlorideinwirkung (normativ)
ANHANG E Instandhaltungskonzept, Instandhaltungsplan, Instandsetzungskonzept und Instandsetzungsplan (informativ)

Eine grundsätzliche Neuerung im Anwendungsbereich der Richtlinie (Abschnitt 1) ist die Erweiterung auf die Instandhaltung von Betonbauteilen. Da die zu planende (bemessende) Restnutzungsdauer einen wesentlichen Einfluss auf die Wahl eines geeigneten Instandhaltungskonzepts haben kann, ist diese in jedem Instandhaltungsplan anzugeben. So können beispielsweise bei einer kurzen, geplanten Restnutzungsdauer lediglich regelmäßige Inspektionen und Wartungen notwendig sein, wohingegen eine höhere Restnutzungsdauer zu aufwändigen Instandsetzungsmaßnahmen mit integrierten Wartungs- und Inspektionszyklen führen kann (siehe Bild 1). Ergänzend zur Instandsetzung werden daher die Aspekte Wartung, Inspektion und Verbesserung in Anlehnung an DIN 31051 [2] einbezogen, die wesentlicher Bestandteil für den Erfolg der Maßnahmen über die geplante Nutzungsdauer sind.

Dementsprechend wird die neue Richtlinie auch den Titel „Instandhaltungs-Richtlinie" erhalten. Die Richtlinie regelt dann die Instandhaltung für Bauwerke und Bauteile aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton nach Normen DIN EN 1992-1-1 [4], DIN EN 206-1 [5], DIN EN 13670 [6] sowie nach Normenreihe DIN 1045 [7] und deren Vorläufern.

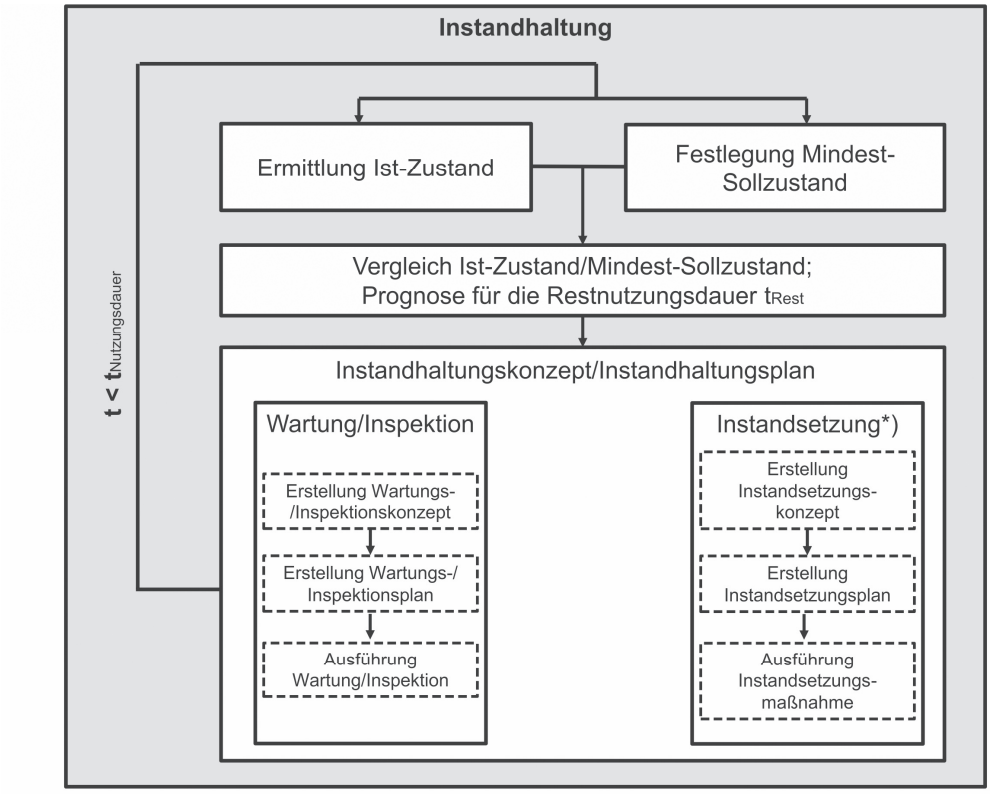
Die Richtlinie setzt voraus, dass jede Instandhaltung standsicherheitsrelevant ist, sofern ein Sachkundiger Planer nicht mit schriftlicher Begründung darlegt, dass die Standsicherheit des Bauteils/Bauwerks innerhalb der geplanten Nutzungsdauer nicht beeinträchtigt wird.

Im Zuge der Erweiterung der Verantwortung und des Aufgabengebietes bei der Planung muss der Sachkundige Planer nach der neuen Richtlinie genauer spezifizierte Kenntnisse nachweisen können. Zur Vereinheitlichung der Inhalte für die Ausbildung zum Sachkundigen Planer soll ein Ausbildungsbeirat beim DPÜ e. V. eingerichtet werden.

Das Kernstück des Teils 1 ist die Planung der Instandhaltung für ein Betonbauwerk oder -bauteil durch den Sachkundigen Planer. Durch eine sachkundige Planung der Instandhaltung wird sichergestellt, dass der vorhandene Abnutzungsvorrat zu jedem Zeitpunkt während der geplanten Nutzungsdauer größer oder gleich der Abnutzungsgrenze ist. Unter dem der DIN 31051 [1] entnommenen Begriff „Abnutzungsvorrat" wird dabei der Abstand zwischen Ist-Zustand und Mindest-Sollzustand (Abnutzungsgrenze), den ein Bauteil hinsichtlich Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit aufgrund der Herstellung, Wartung, Instandsetzung oder Verbesserung aufweist, verstanden.

Zur sachkundigen Planung einer Instandhaltung gehören mindestens die folgenden Elemente:

- Ermittlung, Darstellung und Beurteilung des Ist-Zustandes des Bauwerkes bzw. Bauteiles (z. B. Übereinstimmung mit Bestandsplänen, Vorgeschichte, Schädigungsgrad, Schädigungsausmaß, dauerhaftigkeitsrelevante Einwirkungen/statische Beanspruchung, Schadensursache, Prognose der weiteren Ist-Zustandsentwicklung);



*) umfasst auch Maßnahmen zur Verbesserung

Abb. 1: Grundsätzliche Vorgehensweise bei der Planung und Ausführung von Instandhaltungsmaßnahmen

- Festlegung zum Mindest-Sollzustand. Der Mindest-Sollzustand ergibt sich aus den Anforderungen an Standsicherheit, Gebrauchstauglichkeit, Verkehrssicherheit und Brandschutz in Abstimmung mit dem Auftraggeber und darf während der Restnutzungsdauer nicht unterschritten werden;
- Vergleich von Ist- und Mindest-Sollzustand, Prognose der Restnutzungsdauer;
- Erstellung eines Instandhaltungskonzeptes mit gegebenenfalls mehreren Varianten unter Berücksichtigung der Aspekte Wartung/Inspektion und Instandsetzung (inklusive Verbesserung), mit dem Ziel, technisch und wirtschaftlich begründete Lösungen anzubieten;
- Erstellung eines Instandhaltungsplanes. Ein Instandhaltungsplan impliziert einen Wartungs- und Inspektionsplan, nach Erfordernis auch einen Instandsetzungsplan.

Auf Basis des ermittelten Ist-Zustandes sowie der anstehenden bzw. voraussehbaren dauerhaftigkeitsrelevanten Einwirkungen (Expositionen) und statischen Belastungen ist eine Abschätzung der weiteren Zustandsentwicklung des Bauwerkes bzw. Bauteiles vorzunehmen. Unter Berücksichtigung des Ist-Zustandes ist gemeinsam mit dem Auftraggeber der Sollzustand des Betonbauwerkes/Betonbauteils festzulegen. Der Sollzustand (erforderlicher Abnutzungsvorrat) stellt dabei die Summe der verlangten Eigenschaften eines Bauwerks oder Bauteils zu einem bestimmten Zeitpunkt dar (z. B. nach Abschluss einer Instandsetzungsmaßnahme). Der Sollzustand ist integraler Bestandteil des Instandhaltungsplanes, dessen Erarbeitung auf Grundlage der vorgesehenen Nutzungsdauer des Bauwerks und der angestrebten Nutzungsdauer der ausgeführten Instandsetzungsmaßnahmen erfolgt. Diese Nutzungsdauern sind nach Abstimmung mit dem Auftraggeber im Instandhaltungsplan zu dokumentieren. Bei der Erstellung des Instandhaltungsplanes sind die Aspekte Wartung, Inspektion und, soweit erforderlich, Instand-setzung (gegebenenfalls inkl. Verbesserung) zu adressieren. Im Instandhaltungsplan sind Intervalle und Umfang der Wartung bzw. Inspektion sowie die zu überprüfenden Parameter/Eigenschaften/Zustände festzulegen.

Die konkrete Planung der Nutzungsdauer wird bei der Anwendung der Instandhaltungsrichtlinie somit stärker in den Fokus gerückt. Die Methoden zur Ermittlung und Beurteilung des Ist-Zustandes wurden gegenüber der Richtlinienausgabe 2001 aktualisiert und durch aktuelle Prüfverfahren ergänzt. Zur Beurteilung der weiteren Zustandsentwicklung eines Betonbauteils, auch im Hinblick auf die Planung von Instandsetzungsmaßnahmen, sind im erforderlichen Maße

- die dauerhaftigkeitsrelevanten Einwirkungen (Expositionen) auf die zu betrachtenden Bauteile,
- die Beschaffenheit des Betons bzw. des Betonuntergrundes als Basis für Instandsetzungsmaßnahmen sowie
- die statischen Beanspruchungen der Bauteile

zu erfassen. Um diesen Grundsätzen gerecht zu werden, wurde u. a. die Expositionsklassensystematik aus DIN EN 1992-1-1 [4] und DIN 1045-2 [9] übernommen und instandsetzungsspezifisch erweitert. Dabei wurden sowohl die für eine Instandsetzungsmaßnahme relevanten äußeren Einwirkungen aus der Umgebung als auch die Einwirkungen aus dem Untergrund spezifiziert und systematisch über Klassen berücksichtigt (siehe Tab. 2).

Seit geraumer Zeit bestand aus der Praxis der Wunsch, in die neue Richtlinie auch die Planung von Instandsetzungsmaßnahmen für geringerfeste Betonuntergründe aufzunehmen, da dieser Anwendungsfall in der Praxis häufiger vorkommt. Durch die Einführung der bereits in ZTV-W LB 219 [11] geregelten Altbetonklassen steht ein Werkzeug zur Abstimmung von Betonersatz auf den Untergrund und zur Klassifizierung von Betonersatz-Produkten zur Verfügung. Hierdurch sollen zukünftig Schäden infolge ungeeigneter Materialkombinationen (z. B. Elastizitätsmoduln) vermieden werden.

Wesentlicher Bestandteil der Instandhaltung ist die Instandsetzung. Das Ziel von Instandsetzungsmaßnahmen ist es Betonbauwerke oder -teile in einen standsicheren und gebrauchstauglichen Zustand für die im Rahmen des Instandhaltungsplans vorgesehenen Nutzungszeitraum zu versetzen. Notwendige Voraussetzungen hierfür sind

- der dauerhafte Ersatz von zerstörtem oder abgetragenem Beton durch Beton oder Mörtel,
- die Erhöhung der Widerstandsfähigkeit von Betonbauteilen gegen das Eindringen von betonangreifenden oder korrosionsfördernden Stoffen oder gegen mechanische Einwirkungen auf oberflächennahe Bereiche,
- die Sicherstellung des Schutzes der Bewehrung vor Korrosion.

Zu den Instandsetzungsmaßnahmen zählt auch das Füllen von Rissen und Hohlräumen zur Erhaltung oder Wiederherstellung von Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit.

Wichtig ist, dass bereits im Rahmen der Planungsaufgabe zur Überprüfung der Erreichung des Instandsetzungsziels durch die umgesetzte Instandsetzungsmaßnahme geeignete Überwachungs- und Prüfumfänge während und nach Abschluss der Ausführung festzulegen sind.

Bei Planung, Produkt/Systemauswahl und Ausführung von Instandsetzungsmaßnahmen sind die folgenden Grundsätze zur Erreichung der Instandsetzungsziele zu berücksichtigen. Erreichen der Instandsetzungsziele im Hinblick auf

a) den Korrosionsschutz von Beton und Bewehrung,
b) die Sicherstellung der Beständigkeit des Instandsetzungssystems,
c) Sicherstellung der Dauerhaftigkeit des Verbundes von Instandsetzungssystem und Untergrund über Adhäsion und/oder Verankerung.

Der Verbund zwischen Instandsetzungssystem und Untergrund muss durch Adhäsion, Schubverbund oder Verankerung bzw. Kombinationen der Einzelmechanismen hergestellt werden. Dieses Konzept wurde aus der ZTV-W LB 219 [11] übernommen. Bei Sicherstellung des Verbundes zwischen Instandsetzungssystem und Untergrund durch Adhäsion werden für Mörtel und Betone sowie Oberflächenschutzsysteme Mindestanforderungen an die Oberflächenzugfestigkeiten des Betonuntergrundes festgelegt. Zusätzlich zu Anforderungen an die Oberflächenzugfestigkeit sind für die Applikation der Instandsetzungsprodukte/-systeme konkrete Anforderungen an die Mindestrautiefe des Betonuntergrundes und oberflächennahe Bauteilfeuchte einzuhalten.

In Teil 1 werden die Instandsetzungsprinzipien und Verfahren in Anlehnung an DIN EN 1504-9 0 beschrieben. Dabei wurden nur Prinzipien und Verfahren aus DIN EN 1504-9 berücksichtigt, mit denen in Deutschland ausreichende praktische Erfahrungen vorliegen. Die in der neuen Richtlinie geregelten Prinzipien und Verfahren für die Instandsetzung von Schäden durch Betonkorrosion (Prinzipien 1 bis 6) und Bewehrungskorrosion (Prinzipien 7 bis 10) sind in Tab. 1 dargestellt. Die Nummerierung aus DIN EN 1504-9 0 wurde zur besseren Übertragbarkeit beibehalten.

Im Folgenden werden die einzelnen Prinzipien hinsichtlich ihrer grundsätzlichen Wirkungsweise beschrieben.

Prinzip 1 „Schutz gegen das Eindringen von Stoffen":
Verhinderung des Eindringens von betonangreifenden, korrosionsfördernden Stoffen (z. B. weiches Wasser, sonstige Flüssigkeiten, Dampf, Gas, Chemikalien) oder des Angriffs durch Mikroorganismen. Das Prinzip ist zum Schutz von ungerissenem und gerissenem Beton anwendbar. Im Bereich von Trennrissen ist es auch anwendbar, um das Eindringen von Stoffen, insbesondere Flüssigkeiten durch Risse und Hohlräume in Bauteilen aus Beton zu verhindern.

Prinzip 2 „Regulierung des Wasserhaushaltes des Betons":
Einstellen und Aufrechterhalten des Feuchtezustands des Betons innerhalb eines unkritischen Bereiches. Dazu ist es i. d. R. erforderlich, das Eindringen des

Tab. 1: In der Instandhaltungs-Richtlinie geregelte Prinzipien und Verfahren zur Instandsetzung von Betonbauteilen (Entwurf)

Prinzipien		Verfahren
1. Schutz gegen das Eindringen von Stoffen	1.1	Hydrophobierung
	1.3	Beschichtung
	1.4	Örtliche Abdeckung von Rissen (Bandagen)
	1.5	Füllen von Rissen oder Hohlräumen
2. Regulierung des Wasserhaushaltes des Betons	2.1	Hydrophobierung
	2.3	Beschichtung
	2.6	Füllen von Rissen oder Hohlräumen [a]
3. Reprofilierung oder Querschnittsergänzung	3.1	Kleinflächiger Handauftrag
	3.2	Betonieren oder Vergießen
	3.3	Spritzauftrag
	3.4	Auswechseln von Bauteilen
4. Verstärkung des Betontragwerks [b]	4.3	Verstärkung durch geklebte Bewehrung
	4.4	Querschnittsergänzung durch Mörtel oder Beton
	4.5	Füllen von Rissen[c] oder Hohlräumen
	4.6	Druckloses Füllen durch Vergießen von vorbereiteten Rissen oder Hohlräumen
5. Erhöhung des physikalischen Widerstandes	5.1	Beschichtung
	5.3	Mörtel- oder Betonauftrag
6. Erhöhung des Chemikalienwiderstandes	6.1	Beschichtung
	6.3	Mörtel- oder Betonauftrag
7. Erhalt oder Wiederherstellung der Passivität	7.1	Erhöhung der Betondeckung mit zusätzlichem Mörtel oder Beton
	7.2	Ersatz von schadstoffhaltigem oder karbonatisiertem Beton
	7.4	Realkalisierung von karbonatisiertem Beton durch Diffusion
	7.6	Füllen von Rissen oder Hohlräumen
	7.7	Beschichtung[a]
	7.8	Örtliche Abdeckung von Rissen (Bandagen)[a]
8. Erhöhung des elektrolytischen Widerstandes	8.1	Hydrophobierung
	8.3	Beschichtung
10. Kathodischer Schutz	10.1	Anlegen eines elektrischen Potentials

[a] Verfahren gegenüber DIN EN 1504-9 neu eingeführt
[b] auch zur Erhöhung der Tragfähigkeit gegenüber dem Ist-Zustand
[c] in der Regel zur Erhöhung der Bauteilsteifigkeit

Wassers in den ungerissenen oder gerissenen Beton zu reduzieren oder zu verhindern und gleichzeitig ein Austrag von Wasser aus dem Beton über die Dampfphase zu ermöglichen. Die Geschwindigkeit von feuchteabhängigen Schädigungsprozessen im Beton soll dadurch auf ein unschädliches Maß reduziert werden.

Prinzip 3 „Reprofilierung oder Querschnittsergänzung":
Wiederherstellung eines Betonbauteils hinsichtlich seiner vorgesehenen geometrischen Form und Funktion mit Betonersatz.

Prinzip 4 „Verstärkung des Betontragwerks":
Erhöhung der Tragfähigkeit eines Betontragwerks gegenüber dem Soll- oder Ist-Zustand oder Erhöhung der Bauteilsteifigkeit gegenüber dem Ist-Zustand.

Prinzip 5 „Erhöhung des Widerstandes gegen physikalischen Angriff":
Erhöhen des Widerstandes gegen physikalischen oder mechanischen Angriff durch Beschichtungen oder Betonersatz.

Prinzip 6 „Erhöhung des Widerstandes gegen chemischen Angriff":
Erhöhen des Widerstandes gegen chemischen Angriff durch Beschichtungen, Betonersatz oder dauerhafte Bekleidungen.

Prinzip 7 „Erhalt oder Wiederherstellung der Passivität":
Schaffung von chemischen Bedingungen, bei denen die Oberfläche der Bewehrung ihren passiven Zustand beibehält oder wieder in einen passiven Zustand versetzt wird. Die Korrosion der Bewehrung kommt dadurch praktisch zum Stillstand und der vorhandene Abrostungszustand bleibt unverändert bestehen.

Prinzip 8 „Erhöhung des Elektrolytwiderstandes":
Verringerung der elektrischen Leitfähigkeit des Betons zur Reduzierung des elektrolytischen Teilprozesses. Dazu muss der Wassergehalt des Betons begrenzt werden. Die Korrosionsgeschwindigkeit sinkt bei ausreichender Erhöhung des elektrolytischen Widerstandes des Betons auf ein unschädliches Maß.

Prinzip 10 „Kathodischer Schutz":
Absenkung des Potenzials an der Bewehrung über ein Anodensystem, so dass die Korrosionsgeschwindigkeit der Bewehrung auf ein unschädliches Maß reduziert wird.

Für die Regelungen zum KKS wurden die Empfehlungen des DAfStb [12] in die Richtlinie übertragen. Bei kathodischen Korrosionsschutzmaßnahmen (KKS) sollen demnach zukünftig Titananodensysteme nach DIN EN ISO 12 696 [13] ohne weitere Nachweise verwendet werden können, sofern diese die Anforderungen nach NACE TM 0294 [14] erfüllen. Für den Einbettungsmörtel kann grundsätzlich Betonersatz nach Teil 2 der Instandhaltungs-Richtlinie verwendet werden, sofern dessen spezifischer elektrolytischer Widerstand bekannt und das Verhalten im Gesamtsystem nachgewiesen ist.

Im zuständigen DAfStb-Arbeitskreis „Planung" wurden die planungsrelevanten Angaben zu den Prinzipien/Verfahren nach folgender Systematik ausgearbeitet:

a) Kurzbeschreibung des Verfahrens;
b) Anforderungen an die Stoffe (Verweis auf Teil 2 der Richtlinie);
c) Anforderungen an den Untergrund;
d) weitere Anforderungen aus der Sicht des Sachkundigen Planers (z. B. Größtkorn).

Jedes Verfahren wird zunächst für sich betrachtet vollständig mit den Punkten a) bis d) ausgearbeitet. Informationen, die in allgemeiner Form für mehrere Verfahren gelten, wurden vor die Klammer gezogen.

3 Teil 2

Der Teil 2 wurde im Wesentlichen von den Arbeitskreisen „Mörtel", „Oberflächenschutzsysteme" und „Rissfüllstoffe" erarbeitet. Die Hauptziele bei der Überarbeitung bestanden in der Anpassung an den Stand der Technik, der Integration der Produkte nach DIN EN 1504 sowie der Aufnahme wesentlicher Resteigenschaften. Der Teil 2 gliedert sich aktuell wie folgt:

1 Anwendungsbereich
2 Eignung von Produkten und Systemen für die Instandsetzung
2.1 Allgemeines
2.2 Herstellung, Lagerung und Transport bis zur Übergabe
ANHANG A (normativ) – Oberflächenschutzsysteme für Beton – Erforderliche Leistung und Verwendung
A.1 Allgemeines
A.2 Schichtdicken
A.3 Wesentliche Merkmale
ANHANG B (normativ) – Verwendungsregeln und Merkmale von Betonersatzsystemen
B.1 Allgemeines
B.2 Verwendungsregeln und Merkmale von Produkten und Systemen
B.3 Angaben zur Ausführung von Instandsetzungsmaßnahmen mit Betonersatz

Tab. 2: Einwirkungen aus der Umgebung und dem Betonuntergrund (Entwurf)

Klassenbezeichnung		Beschreibung der Umgebung	Beispiele (informativ)
1 Einwirkungen aus der Umgebung			
Expositionsklassen nach DIN EN 206-1 in Verbindung mit DIN 1045-2	X0	Für Beton ohne Bewehrung oder eingebettetes Metall: alle Umgebungsbedingungen, ausgenommen Frostangriff, Verschleiß oder chemischer Angriff	s. DIN EN 206 in Verbindung mit DIN 1045-2
	XC1...XC4	Bewehrungskorrosion infolge Karbonatisierung	
	XD1...XD3	Bewehrungskorrosion infolge Chlorid (außer Meerwasser)	
	XS1...XS3	Bewehrungskorrosion infolge Chlorid aus Meerwasser	
	XF1...XF4	Frostangriff ohne und mit Taumittel bzw. Meerwasser	
	XA1...XA3	Betonkorrosion durch chemischen Angriff	
	XM1...XM3	Betonkorrosion durch Verschleißbeanspruchung	
	W0...WA	Feuchtigkeitsklassen	
2 Einwirkungen aus dem Betonuntergrund			
XSTAT		Statisch mitwirkend	Reprofilierung von druckbeanspruchten Bauteilen; kraftschlüssiges Füllen von Rissen und Hohlräumen
XBW1		Rückseitige Durchfeuchtung (keine Durchströmung) oder erhöhte Restfeuchtigkeit	Bauteile mit Beanspruchung durch drückendes Wasser; junger Beton;
XBW2		Rückseitige Durchfeuchtung mit Durchströmung (flächig)	Bauteile mit Beanspruchung durch drückendes Wasser; Stampfbeton mit hoher Kapillarporosität
XCR		Risse	
	w	mit Rissbreite w [a] in mm	
	Δw LFR HFR CON	mit Rissbreitenänderung Δw in mm - zyklisch niedrigfrequent z. B. aus Temperatur, Wasserstandsänderung - zyklisch hochfrequent z. B. aus Verkehr - kontinuierliche Rissbreitenänderung, z. B. aus Schwinden, Setzungen	 WU-Bauteil; Brücke; Bodenplatte; Rissbildung durch Stützensenkung
	DY (dry)	mit Feuchtezustand "trocken": – Wasserzutritt nicht möglich. – Beeinflussung des Riss-/Hohlraumbereiches durch Wasser nicht feststellbar bzw. seit ausreichend langer Zeit ausschließbar	Innenbauteil;
	DP (damp)	mit Feuchtezustand "feucht": – Farbtonveränderung im Riss- oder Hohlraumbereich durch Wasser, jedoch kein Wasseraustritt. - Anzeichen auf Wasseraustritt in der unmittelbar zurückliegenden Zeit (z. B. Aussinterungen, Kalkfahnen). - Riss oder Hohlraum erkennbar feucht oder matt-feucht (beurteilt an Trockenbohrkernen).	frei bewitterte Bauteile; erdberührte Bauteile
	WT (wet)	mit Feuchtezustand "nass (drucklos gefüllt)": – Wasser in feinen Tröpfchen im Rissbereich erkennbar. – Wasser perlt aus dem Riss.	
	WF (waterflow)	mit Feuchtezustand "fließendes Wasser (druckwasserführend)": – Zusammenhängender Wasserstrom tritt aus dem Riss aus.	WU-Bauteil;
XDYN		Dynamische Beanspruchung bei Applikation	Brücke unter Verkehr; gegebenenfalls Parkdeck

[a] aufgenommen und ausgewertet nach DBV-Merkblatt „Begrenzung der Rissbildung im Stahlbeton- und Spannbetonbau"

ANHANG C – Anforderungen und Verwendungsregeln für Rissfüllstoffe
C.1 Allgemeines
C.2 Rissfüllstoffe zum kraftschlüssigen Füllen (F)
C.3 Rissfüllstoffe zum dehnbaren Füllen (D)
C.4 Rissfüllstoffe zum Schließen und Abdichten

Im Teil 2 der bisherigen Instandsetzungs-Richtlinie (2001) werden Bauprodukte/Systeme für die Instandsetzung, deren geforderte Eigenschaften sowie Prüfverfahren beschrieben, wie diese nachzuweisen sind. Als Verwendbarkeitsnachweis für diese Bauprodukte/Systeme wurden bis Mitte der 2000er-Jahre ausschließlich allgemeine bauaufsichtliche (abP) Prüfzeugnisse erteilt. Diese Situation änderte sich mit der amtlichen Bekanntmachung der europäisch harmonisierten Produktnormen der Reihe EN 1504 in den Jahren 2005 und 2006, die es national umzusetzen galt. Zur Behebung von Defiziten in den Teilen 2, 3, 5 und 7 der EN 1504 [15], [16], [17], [18] wurden Anpassungsregelungen erforderlich, damit die Verwendung der Produkte/Systeme im standsicherheitsrelevanten Bereich möglich wurde.

Oberflächenschutzsysteme, bestehend aus Produkten nach DIN EN 1504-2 (Oberflächenschutzprodukte) wurden durch die nationale „Restnorm" DIN V 18 026 [19] geregelt. Für die Systembezeichnung wird die OS-Systematik der Instandsetzungsrichtlinie weiter verwendet. Für Rissfüllstoffe nach DIN EN 1504-5 [17] wurde der Nachweis der Resteigenschaften „dehnungsabhängige Dichtheit unter dynamischer Beanspruchung", „Erhärten unter dynamischer Beanspruchung" und „Korrosionsverhalten" in der nationalen Restnorm DIN V 18 028 [20] geregelt. Die Erarbeitung einer Anwendungsnorm bzw. einer Restnorm zu EN 1504-3 [16] (Betonersatz) und EN 1504-7 [18] (Korrosionsschutz der Bewehrung) ist nicht zustande gekommen. Daher bedurften Instandsetzungsmörtel und -betone nach EN 1504-3 einer Verwendungszulassung bzw. konnten die „alten" abP (allgemeine bauaufsichtliche Prüfzeugnisse) weitergenutzt werden. Alle Restregelungen führten durch Anbindung an das deutsche System des Übereinstimmungsnachweises zu einem Ü-Zeichen, das derzeit noch zusätzlich zur CE-Kennzeichnung aufzubringen ist.

Seit dem EuGH-Urteil vom Oktober 2014 in der Rechtssache C-100/13 *„Freier Warenverkehr – Regelung eines Mitgliedstaats, nach der bestimmte Bauprodukte, die mit der Konformitätskennzeichnung „CE" versehen sind, zusätzlichen nationalen Normen entsprechen müssen"* ist ein zusätzliches bauaufsichtliches Übereinstimmungszeichen, wie in den Bauregellisten verankert, für europäisch harmonisierte Bauprodukte nicht europarechtskonform [22]. Die bisher in den nationalen Restregelungen (DIN-Normen oder allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen) zusätzlich geforderten nationalen Übereinstimmungsnachweise zu Bauprodukten nach europäisch harmonisierten Produktnormen sind daher in der neuen Instandhaltungs-Richtlinie weggefallen.

Als Reaktion auf das EuGH-Urteil und auf Druck der Kommissionsdienste wird derzeit der gesamte deutsche bauordnungsrechtliche Rahmen (Musterbauordnung, Musterlisten der Technischen Baubestimmungen, Bauregellisten) überarbeitet. Gemäß Verordnung (EU) Nr. 305/2011, Bauproduktenverordnung (BauPVO) sind sieben Grundanforderungen für Bauwerke festgelegt. Die Mitgliedsstaaten sind gehalten, die für die Sicherstellung der Anforderungen an Bauwerke erforderlichen wesentlichen Merkmale und Leistungen, die erfüllt/erklärt werden müssen, festzulegen. Dieser Perspektivwechsel von Anforderungen an das Bauprodukt hin zu Bauwerksanforderungen wird mit der neuen Musterbauordnung (MBO) umgesetzt.

In Teil 2 des Entwurfs der neuen Instandhaltungs-Richtlinie wurde dieser Perspektivwechsel bereits berücksichtigt. Die Erfüllung der Anforderungen an das Bauwerk wird durch einen Satz von wesentlichen Merkmalen des Bauproduktes mit Anforderungswerten für die individuellen Umgebungsbedingungen des Bauwerkes sichergestellt. Darin werden auch alle wesentlichen Merkmale der harmonisierten Produktnormen z. B. aus DIN EN 1504-3 widerspruchsfrei adressiert.

Die neue Richtlinie wird somit als eine der ersten technischen Regeln nach diesem erzwungenen Paradigmenwechsel die wesentlichen Merkmale bauwerksbezogen und somit in Abhängigkeit von der Expositionsklasse und ohne einen über die Anforderungen der Bauproduktenverordnung hinaus geforderten Nachweiszwang der Leistungsbeständigkeit festlegen. Der Lückenschluss zum Nachweis der zusätzlich zu den in der Produktnormenreihe EN 1504 national geforderten wesentlichen Merkmale ist zum Zeitpunkt der Beitragserstellung noch nicht abschließend geklärt. So ist zum Beispiel zu prüfen, ob hinsichtlich der zu verwendenden Prüfverfahren zum Nachweis des Merkmals und der Anforderungen Festlegungen zulässig sind. Enthalten die hEN nicht alle wesentlichen Leistungsmerkmale (wie dies z. B. bei DIN EN 1504-3 der Fall ist), könnte der Hersteller optional und auf freiwilliger Basis die fehlenden wesentlichen Merkmale über eine Europäische Technische Bewertung (Leistungserklärung) nachweisen. Es wären auch andere Nachweise denkbar.

Wie bereits die bisherige Richtlinie, umfasst der Teil 2 der neuen Richtlinie die Produktgruppen Oberflächenschutzsysteme (Anhang A), Betonersatz (Anhang B) und Rissfüllstoffe (Anhang C).

Die Angaben zur Ausführung werden dahingehend überarbeitet, dass die zur Planung und Ausführung einer Instandsetzungsmaßnahme benötigten

Informationen bereitgestellt werden (z. B. Größtkorn bei Betonersatz). Die Verweise auf die nationalen Restnormen DIN V 18 026 [19] und DIN V 18 028 [20] sind mit der neuen Richtlinienstruktur obsolet.

Die Oberflächenschutzsysteme OS 7, OS 9 und OS 13 entfallen, da diese in der Praxis kaum Anwendung finden.

4 Teil 3

In dem DAfStb-Arbeitskreis „Ausführung" wurde der neue Teil 3 der Instandhaltungs-Richtlinie auf der Grundlage des alten Teils 3, Ausgabe 2001, vorbereitet.

Eine wesentliche Neuerung im Teil 3 ist die Aufnahme von Überwachungsklassen für die Instandsetzung mit entsprechenden Anforderungen an die Eignungsnachweise für Personal und Geräte sowie an die Eigen- und die Fremdüberwachung (siehe Tab. 3). Die Systematik wurde der DIN 1045-3 [21] entlehnt. In die Überwachungsklasse 1 (ÜK-I 1) werden nicht standsicherheitsrelevante Instandsetzungen eingruppiert. ÜK-I 2 umfasst alle standsicherheitsrelevanten Instandsetzungen (ohne Verstärkungsmaßnahmen). ÜK-I 3 enthält mit Verstärkungsmaßnahmen besonders anspruchsvolle Instandsetzungsmaßnahmen. Zu den Überwachungsklassen werden Tabellen mit erforderlichen Prüfungen/Anforderungen/Häufigkeiten im Rahmen der Eigenüberwachung durch den Bauausführenden angegeben.
Die Gliederung des Teils 3 ergibt sich wie folgt:

1 Anwendungsbereich
2 Normative Verweise
3 Grundsätze
3.1 Instandhaltung
3.2 Instandsetzung
4 Anforderungen an das ausführende Unternehmen
4.1 Allgemeines
4.2 Personal
4.2.1 Allgemeine Anforderungen
4.2.2 Qualifizierte Führungskraft
4.2.3 Bauleiter des Unternehmens
4.2.4 Baustellenfachpersonal
4.3 Geräteausstattung
5 Auswahl, Lieferung und Lagerung von Instandsetzungsprodukten und −systemen
6 Bauausführung
6.1 Plausibilitätskontrolle
6.2 Untergrundvorbereitung
6.2.1 Verfahren und Maßnahmen zur Vorbereitung des Betonuntergrundes
6.2.2 Anforderungen an den Betonuntergrund und Überprüfung des vorbereiteten Untergrundes
6.3 Witterungs- und Umgebungsbedingungen des Betonuntergrundes
6.4 Vorbereitung der Bewehrung
6.4.1 Allgemeines
6.4.2 Entrostung bei Verfahren 7.2 und 8.3 nach Teil 1 dieser Richtlinie
6.5 Behandeln von Rissen und Hohlräumen
6.5.1 Allgemeines
6.5.2 Injizieren in Risse, Hohlräume und Fehlstellen mit Rissfüllstoffen
6.5.3 Druckloses Füllen durch Vergießen von aufgeweiteten Rissen, Rissen definierter Mindestbreite, Hohlräumen oder Fehlstellen mit Rissfüllstoffen
6.5.4 Tränkung
6.6 Betonersatz und Betonergänzung
6.6.1 Allgemeines
6.6.2 Produkt- und systemspezifische Anforderungen für die Ausführung
6.7 Oberflächenschutzsysteme
6.7.1 Allgemeines
6.7.2 Auftragen von Hydrophobierungen
6.7.3 Auftragen von Beschichtungen
6.7.4 Örtliche Abdichtung von Rissen, Arbeitsfugen und Sollbruchstellen (Bandagen) − Verfahren 7.8
6.8 Geklebte Bewehrungsergänzung
6.8.1 Stahlprofile, CFK-Lamellen oder CF-Gelege
6.8.2 Einkleben von Bewehrungsanschlüssen
6.9 Kathodischer Korrosionsschutz
7 Überwachung
7.1 Überwachungsklassen für Instandhaltungsmaßnahmen (ÜK-I)
7.2 Überwachung durch das ausführende Unternehmen (Eigenüberwachung)
7.2.1 Aufzeichnungen während der Ausführung
7.2.2 Art, Umfang und Häufigkeit
7.3 Überwachung durch eine anerkannte Überwachungsstelle (Fremdüberwachung)
7.3.1 Aufnahme der Überwachung
7.3.2 Durchführung der Überwachung
7.3.3 Überwachungsbericht
7.3.4 Kennzeichnung der Baustelle
ANHANG A (normativ) − Eigenüberwachung durch das ausführende Unternehmen
ANHANG B (normativ) − Prüfungen in der Ausführung
ANHANG C (informativ) - Prüfung des Feuchtegehaltes des Betonuntergrundes mit dem CM-Gerät

Die in Teil 3 angegebenen Ausführungshinweise von Instandhaltungsmaßnahmen werden durch die Einführung von Überwachungsklassen mit zugehörigen Anforderungen an die durchzuführenden Prüfungen spezifiziert und damit konkretisiert.

Tab. 3: Überwachungsklassen für Instandhaltungsmaßnahmen (ÜK-I) (Entwurf)

S	1	2	3	4
Z	**Gegenstand**	**ÜK-I 1**	**ÜK-I 2** [1)]	**ÜK-I 3** [1)]
1	Anwendungsbereich	Nicht standsicherheitsrelevante Instandhaltung	Standsicherheitsrelevante Instandhaltung	Verstärkung
2	Eignungsnachweise	Übliche Nachweise für Personal und Geräte gemäß 4.2 und 4.3		Besondere Nachweise für Personal und Geräte entsprechend den jeweils für die Verstärkungsmaßnahme gültigen Regelwerken
3	Beispiele	Maßnahmen im Zuge der **Wartung** und **Inspektion** **Instandsetzungsmaßnahmen** an Bauteilen der Expositionsklasse **X0** **Nacharbeiten** vor der Abnahme an Betonbauteilen der Überwachungsklasse 1 (ÜK1) nach DIN EN 13 670 und DIN 1045-3, sofern keine Anforderungen an den Brandschutz betroffen sind	**Instandsetzungsmaßnahmen** an Bauteilen aller Expositionsklassen **außer X0**, insbesondere: – Tragfähigkeitsrelevanter Betonersatz bis hinter die Bewehrung (z. B. Spritzbeton, Beton, PCC, SPCC) – Betonersatz bei durch Chlorid geschädigten oder kontaminierten Bauteilen – Beschichtungsmaßnahmen zum Schutz von Bauteilen der Expositionsklasse XD3 **Nacharbeiten** vor der Abnahme an Betonbauteilen der Überwachungsklassen 2 und 3 (ÜK2 und ÜK3) nach DIN EN 13 670 und DIN 1045-3 bzw. wenn Anforderungen an den Brandschutz betroffen sind	Maßnahmen zum Verstärken von Bauteilen – mit geklebter Bewehrung gemäß DAfStb-Richtlinie „Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“

[1)] Bei Sonderverfahren (z. B. nachträglich eingemörtelte Bewehrung, Textilbeton, Kathodischer Korrosionsschutz (außer Systeme mit Titananoden)) gelten die Anforderungen in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen, bzw. den bauaufsichtlichen Zustimmungen im Einzelfall.

5 Teil 4

In Teil 2 der Instandhaltungs-Richtlinie wurden – wie bereits oben beschrieben – einige zusätzliche wesentliche Merkmale aus Bauwerksanforderungen heraus notwendig. Diese sind auf nationaler Ebene festgelegt werden mit geeigneten nationalen Prüfverfahren ermittelt, die in Teil 4 enthalten sind.

6 Teil 5

Um eine Instandhaltung zielführend zu planen, ist die vorgesehene Restnutzungsdauer zu berücksichtigen. Im informativen Teil 5 werden dem Sachkundigen Planer Bemessungswerkzeuge an die Hand gegeben, z. B. in Form von Nomogrammen, die einen entsprechenden Nachweis für die Fälle der karbonatisierungs- oder der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion ermöglichen. Mit dem Gelbdruck der Richtlinie sollen weitergehende, detaillierte Erläuterungen zu den angegebenen Bemessungsformaten veröffentlicht werden.

Bei der Instandsetzung spielt die festzulegende Restnutzungsdauer hinsichtlich der Bemessung von Schichtdicken eine zentrale Rolle. Für Betonersatz (Beton, Spritzbeton, Trockenbeton oder Vergussbeton) können die Schichtdicken, wie bisher, für eine Nutzungsdauer von 50 Jahren deskriptiv auf Basis der relevanten Expositionsklassen unter Einhaltung der

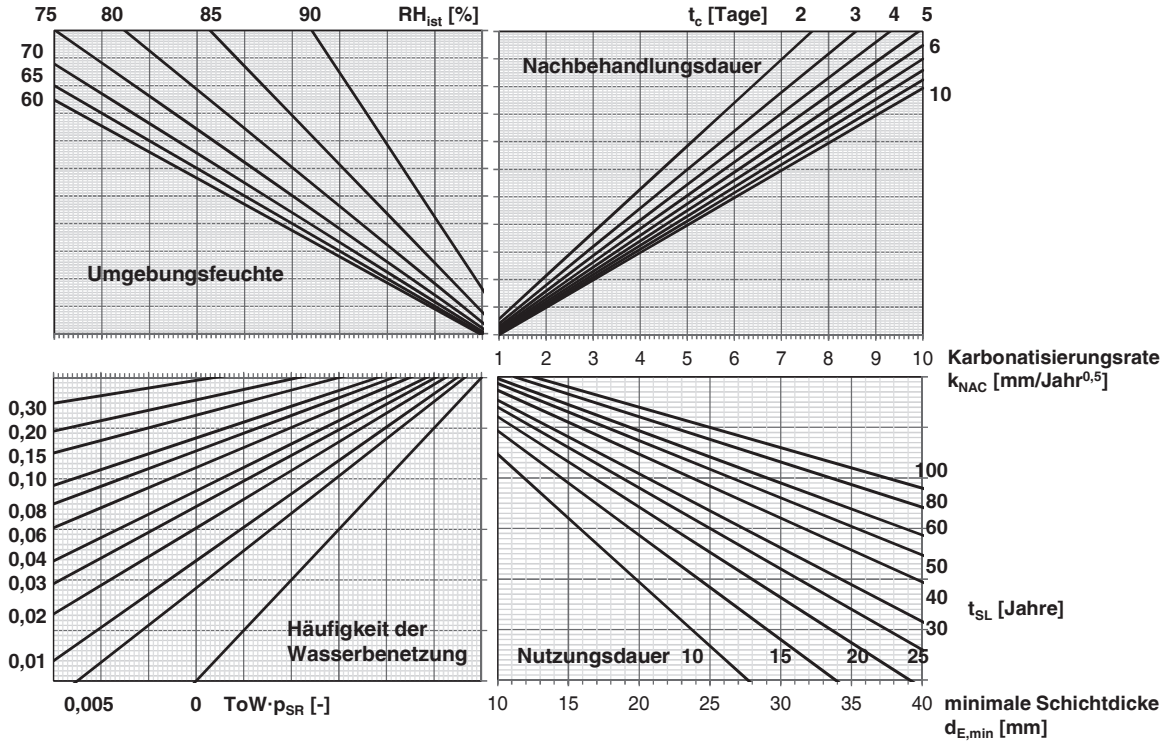


Abb. 2: Beispielhaftes Nomogramm zur Bestimmung der minimalen Schichtdicke von Betonersatz bei der Expositionsklasse XC1 (ständig nass, XC2 und XC4 [25]

Anforderungen an die Mindestbetondeckungen nach EC2/NA [4] sowie der Anforderungen an die Baustoffe und die Bauausführung in den entsprechenden Normen festgelegt werden. In Teil 5 sind darüber hinaus Nachweisverfahren angegeben, die eine Schichtdickenbemessung erlauben und so eine wirtschaftlichere und zielgerichtete Ausnutzung von Betonersatzprodukten ermöglichen sollen. Im Vergleich zu den deskriptiven Ansätzen bietet sich ein Nachweis der Schichtdicken in den Fällen an, wo

- die Restnutzungsdauer von den beim deskriptiven Ansatz zugrundeliegenden 50 Jahren abweicht,
- die Betonersatzprodukte wirtschaftlicher ausgenutzt werden sollen oder
- es sich um kritische Bauwerke oder Bauteile handelt, die eines genaueren Nachweises bedürfen.

In Bild 1 ist beispielhaft ein Nomogramm zur Bestimmung der Schichtdicke für ein neu aufzubringendes Betonersatzsystem bei karbonatisierungsinduzierter Bewehrungskorrosion für die Expositionsklassen XC1 (ständig nass), XC2 und XC4 dargestellt. Als Eingangsdaten werden die produktspezifische Karbonatisierungsrate, die vorgesehene Nachbehandlungsdauer am Bauteil, die erwartete Umgebungsfeuchte des Bauteils, die erwartete Häufigkeit der Wasserbenetzung sowie die planmäßige weitere Nutzungsdauer benötigt. Die Häufigkeit der Wasserbenetzung kann anhand von meteorologischen Daten abgeleitet werden.

Weiterhin kann Teil 5 auch für die Abschätzung der Restnutzungsdauer ohne Instandsetzung über die am Bauteil festgestellten Karbonatisierungstiefen zum Zeitpunkt einer Inspektion und die Anwendung des Wurzel-Zeit-Gesetzes herangezogen werden.

Analog kann im Falle der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion durch Anwendung der ebenfalls in Teil 5 enthaltenen Nomogramme verfahren werden.

Die Gliederung des Teils 5 sieht derzeit folgende Abschnitte vor:

1 Vereinfachte Verfahren zur Ermittlung der Restnutzungsdauer und der Bemessung von Schichtdicken für Betonersatz bei Karbonatisierung (informativ)
1.1 Symbole und Abkürzungen
1.2 Allgemeines
1.3 Ermittlung der Restnutzungsdauer bei Karbonatisierung
1.4 Bemessung der Schichtdicken von Betonersatz bei Karbonatisierung
1.4.1 Einfache Abschätzung für Beton, Spritzbeton, Trockenbeton oder Vergussbeton
1.4.2 Einfache Abschätzung für Betonersatz bei unbekannter Zusammensetzung
1.4.3 Bemessung der Schichtdicke mit Hilfe von Nomogrammen

2 Vereinfachte Verfahren zur Ermittlung der Restnutzungsdauer und der Bemessung von Schichtdicken für Betonersatz bei Chloridbeaufschlagung (informativ)
2.1 Symbole und Abkürzungen
2.2 Allgemeines
2.3 Ermittlung der Restnutzungsdauer bei Chloridbeaufschlagung
2.3.1 Allgemeines
2.3.2 Bestimmung von Dapp($t_{0=28d}$) auf Basis der Chloridprofile zu einem Untersuchungszeitpunkt
2.3.3 Bestimmung von Dapp($t_{0=28d}$) auf Basis der Chloridprofile zu mehreren Untersuchungszeitpunkten
2.4 Bemessung der Schichtdicken von Betonersatz bei Chloridbeaufschlagung
2.4.1 Einfache Abschätzung für Beton, Spritzbeton, Trockenbeton oder Vergussbeton
2.4.2 Bemessung für Betonersatz bei von 2.4.1 abweichenden Randbedingungen
2.5 Nomogramme zur Ermittlung der Restnutzungsdauer sowie Bemessung der Schichtdicken beim Betonersatz bei Chloridbeaufschlagung

7 Anbindung an aktuelle und zukünftige Regelungen zum Schutz von befahrenen Parkdecks

Innerhalb der beim DAfStb eingerichteten Ad-hoc-Gruppe „Dauerhaftigkeit von Parkdecks“ wurde begleitend zur Erstellung der neuen Instandhaltungs-Richtlinie vereinbart, eine Gesamtsystematik zu den Regelungen für die Dauerhaftigkeit von befahrenen Verkehrsflächen zu entwickeln, die aus einer Normenvorlage und Erläuterungen bestehen. So sollen bereits in der Norm, also im Eurocode 2 [4] bzw. dem Nationalen Anhang hierzu, die Regelungen eindeutig formuliert werden und klaren Prinzipien folgen, so dass Eingriffe in die normativen Festlegungen über die DAfStb-Hefte vermieden werden. Diese Prinzipien sollen erläutert werden und in die nächste Ausgabe des DAfStb-Heftes 600 [23] aufgenommen werden. Je nach Ausführungsvariante ist gemäß neuem Heft 600 vom Tragwerksplaner stets ein passender Entwurfsgrundsatz (EGS) zu wählen und mit dem Objektplaner abzustimmen, nämlich entweder:

EGS a: Risse werden durch geeignete konstruktive (z. B. Vorspannung oder Einfeldsysteme), betontechnische und ausführungstechnische Maßnahmen vermieden.

oder

EGS b: Risse werden nicht vermieden, sondern durch eine entsprechende Bewehrungsmenge und -anordnung fein verteilt und in ihrer Breite begrenzt.

oder

EGS c: Risse werden in bestimmten Bereichen des Bauteils planmäßig zugelassen und dürfen dort auch größere Breiten aufweisen, da sie planmäßig geschlossen werden.

Das DBV-Merkblatt „Parkhäuser und Tiefgaragen“ [24] soll zukünftig die Regelungen und Erläuterungen in praxisgerechter Form mit weiteren konkreten Hinweisen versehen. Der Entwurf des DBV-Merkblatts sieht u. a. Hinweise zu Planungskonzepten zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von befahrenen Parkdecks vor. Hierbei wird zwischen den folgenden Planungsvarianten für Parkflächen unterschieden:

Variante A: ohne flächige Beschichtung (jedoch mit besonderer Maßnahme bei Rissen); EGS a, EGS c
Variante B: Oberflächenschutzsystem als flächige Beschichtung; EGS b, EGS c
Variante C: flächige, rissüberbrückende Abdichtung mit Schutzschicht; EGS b, EGS c.

Je nach Kombination von Verfahren und EGS führt dies zu expositionsspezifischen Betondeckungen (über Zuordnung von Expositionsklassen) und ggf. zu Rissbehandlungsmaßnahmen die in der Instandhaltungs-Richtlinie geregelt werden (z. B. Verfahren 1.4 „Örtliche Abdeckung von Rissen (Bandagen) zum Schutz gegen das Eindringen von Stoffen“).

Darüber hinaus ist ein - in Abhängigkeit des gewählten Konzepts - bauwerksspezifischer Instandhaltungsplan gemäß Instandhaltungs-Richtlinie in Verbindung mit dem DBV-Merkblatt mit Inspektionen, Wartung und Instandsetzungsmaßnahmen aufzustellen. Hierzu sind im aktuellen Entwurf des DBV-Merkblatts geeignete Inspektionsintervalle angegeben.

8 Positionspapier zum kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt

Begleitend zur Überarbeitung der Instandsetzungsrichtlinie wurde an den DAfStb die Bitte gerichtet, eine klärende Stellungnahme zum kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt abzugeben, da dieser „Wert“ in der Fachöffentlichkeit unterschiedlich ausgelegt wird. Im DAfStb-Vorstand wurde daher ein entsprechendes Positionspapier vorbereitet und im Oktober 2015 [3] veröffentlicht. In der Instandsetzungs- [1] wie auch der Instandhaltungs-Richtlinie findet sich keine Angabe zu einem „kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt“. Die Richtlinie

enthält lediglich einen „Schwellenwert" für den Chloridgehalt von 0,5 M.-%, bezogen auf die Zementmasse. Dort heißt es, dass „zur Beurteilung der erforderlichen Maßnahmen ein Sachkundiger Planer einzuschalten ist", wenn der Chloridgehalt in der Betondeckung bzw. im Bereich der Bewehrungslage einen Wert von 0,5 M.-%, bezogen auf die Zementmasse, überschreitet. Dieser Schwellenwert ist von dem kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt insofern abzugrenzen, dass bei dessen Überschreitung nicht notwendigerweise der kritische Grenzzustand der Depassivierung eintritt, sondern lediglich eine Ereigniskette, nämlich eine Begutachtung durch den Sachkundigen Planer mit gegebenenfalls anschließenden Maßnahmen, in Gang gesetzt wird. Auch im Zuge der derzeitigen Überarbeitung der Richtlinie wird dieser untere Schwellenwert nach dem jetzigen Stand beibehalten, da er nach Auffassung der Fachleute des DAfStb für die im neuen Positionspapier genannten Randbedingungen auf der sicheren Seite liegt.

9 Fazit

Zusammenfassend sind gegenüber der Instandsetzungsrichtlinie, Ausgabe 2001, in dem aktuellen Entwurf der neuen Richtlinie folgende wesentliche Änderungen enthalten:

- Umbenennung und Erweiterung auf Instandhaltungs-Richtlinie;
- Einführung der Instandhaltungskomponenten Wartung, Inspektion, Instandsetzung und Verbesserung in Anlehnung an DIN 31051 [1];
- Festlegung der grundsätzlichen Vorgehensweise bei der Instandhaltung;
- Konkretisierung der Planungsgrundlagen: Restnutzungsdauer im Instandhaltungsplan und Anpassung der Instandsetzungssysteme an die Restnutzungsdauer;
- Ergänzung und Modifizierung der Instandsetzungsprinzipien und Verfahren auf Basis DIN EN 1504-9 0.
- Festlegung von Einwirkungen aus der Umgebung und dem Betonuntergrund unter Einbeziehung der Expositionsklassen aus DIN EN 206 [5]/ DIN 1045-2 [9];
- Einführung von Altbetonklassen in Anlehnung an ZTV-W LB 219 [11];
- Erweiterung und Präzisierung der Aufgaben und der erforderlichen Qualifikation des Sachkundigen Planers;
- Entfall der bisherigen nationalen fremdüberwachten Produktdeklaration
- Einführung von Überwachungsklassen ÜK-I 1 bis ÜK-I 3 für Instandsetzungsmaßnahmen in den Teil 3 der neuen Richtlinie
- Einführung eines neuen, informativen Teil 5 mit Nachweisverfahren zur Ermittlung von Restnutzungsdauern und Schichtdicken von Betonersatzsystemen für karbonatisierungs- und chloridinduzierte Bewehrungskorrosion;

Mit den Ergänzungen und Änderungen wird die Richtlinie an die aktuellen europäischen und nationalen Entwicklungen und Regelungen im Betonbau angepasst. Gleichzeitig gewinnt die Planungsleistung erheblich an Bedeutung. Die Ausführung von Instandsetzungsmaßnahmen wird durch die Einführung von Überwachungsklassen mit zugehörigen Anforderungen an die durchzuführenden Prüfungen spezifiziert und damit konkretisiert.

10 Danksagung

Der DAfStb dankt insbesondere den Obleuten der Arbeitskreise sowie allen Mitarbeitern des TA SIB für die fruchtbare Zusammenarbeit bei der Erstellung der neuen Instandhaltungs-Richtlinie.

Ein besonderer Dank gilt Herrn Amir Rahimi, der an der TU München im Auftrag der BAW den Teil 5 der neuen Instandhaltungs-Richtlinie mit vorbereitet hat.

11 Literatur

[1] Richtlinie für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Oktober 2001.

[2] DIN 31051:2012-09, Grundlagen der Instandhaltung.

[3] http://dafstb.de/akt_Positionspapier_korrosionsausloesender_Chloridgehalt.html

[4] DIN EN 1992-1-1, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbeton-tragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.

[5] DIN EN 206-1:2001-07, Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität

[6] DIN EN 13670:2011-03, Ausführung von Tragwerken aus Beton.

[7] DIN 1045, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton

[8] DIN EN 1504-9:2008-11, Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken - Definitionen, Anforderungen, Qualitätsüberwachung und Beurteilung der Konformität - Teil 9: Allgemeine Grundsätze für die Anwendung von Produkten und Systemen

[9] DIN 1045-2:2008-08, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität - Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1

[10] ZTV-ING (2004) Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING). Bundesanstalt für Straßenwesen (bast).

[11] ZTV-W LB 219 (2004) Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen – Wasserbau (ZTV-W) für Schutz und Instandsetzung der Betonbauteile von Wasserbauwerken (Leistungsbereich 219). Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Abteilung Eisenbahnen, Wasserstraßen.

[12] Empfehlung des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) zu den erforderlichen Nachweisen der Bauprodukte für den kathodischen Korrosionsschutz (KKS) im Betonbau; 2009-06, www.dafstb.de (Aktuelles).

[13] DIN EN ISO 12696:2012-05, Kathodischer Korrosionsschutz von Stahl in Beton (ISO 12696:2012)

[14] NACE TM 0294, Testing of Embeddable Impressed Current Anodes for Use in Cathodic Protection of Atmospherically Exposed Steel-Reinforced Concrete

[15] DIN EN 1504-2:2005-01, Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken - Definitionen, Anforderungen, Qualitätsüberwachung und Beurteilung der Konformität - Teil 2: Oberflächenschutzsysteme für Beton.

[16] DIN EN 1504-3:2006-03, Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken - Definitionen, Anforderungen, Qualitätsüberwachung und Beurteilung der Konformität - Teil 3: Statisch und nicht statisch relevante Instandsetzung.

[17] DIN EN 1504-5, Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken - Definitionen, Anforderungen, Qualitätsüberwachung und Beurteilung der Konformität - Teil 5: Injektion von Betonbauteilen.

[18] DIN EN 1504-7:2006-11, Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken - Definitionen, Anforderungen, Qualitätsüberwachung und Beurteilung der Konformität - Teil 7: Korrosionsschutz der Bewehrung.

[19] DIN V 18026:2006-06, Oberflächenschutzsysteme für Beton aus Produkten nach DIN EN 1504 2:2005-01.

[20] DIN V 18028:2006-06, Rissfüllstoffe nach DIN EN 1504-5:2005-03 mit besonderen Eigenschaften.

[21] DIN 1045-3:2012-03, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 3: Bauausführung - Anwendungsregeln zu DIN EN 13670.

[22] http://dafstb.de/akt_DAfStb-Fachkolloquium_EuGH-Urteil.html (abgerufen am 29.10.2015).

[23] DAfStb Heft 600, Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2).

[24] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V.: DBV-Merkblatt „Parkhäuser und Tiefgaragen". 2. Überarbeitete Ausgabe September 2010

[25] Greve-Dierfeld, S. von: Bemessungsregeln zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit XC-exponierter Stahlbetonbauteile. Dissertation Technische Universität München, 2015.

Referent (stellv. für Autoren)

Dr.-Ing. Udo Wiens
Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb)
Budapester St. 31
10787 Berlin

Methoden der Bauwerksuntersuchung und Zustandserfassung

Ulrich Wöhnl

Zusammenfassung
Die Untersuchung und Zustandserfassung eines Betonbauwerks erfolgt bezüglich der Druckfestigkeit i. d. R. nach DIN EN 13791. Darin sind verschiedene Methoden beschrieben, die je nach Ziel und Zweck der Untersuchung, Bauwerkszustand oder -alter angewandt werden können. Die zurzeit gültige Norm stammt aus dem Jahr 2008 und sie wird gerade - wie bei europäischen Normen üblich - nach fünfjähriger Laufzeit überarbeitet. Außerdem existiert ein Entwurf zu Änderungen im nationalen Anhang. Der vorliegende Beitrag gibt eine Übersicht über Methoden der Bauwerksuntersuchung unter Berücksichtigung der neuen Vorschläge für die künftige DIN EN 13791.

1 Allgemeines

Vor der Ausführung einer Sanierung oder eines Umbaus ist i. d. R. die Bewertung der Druckfestigkeit des Bauwerks oder Bauteils unerlässlich. Die Wahl der jeweiligen Methode zur Bauwerksuntersuchung ist abhängig vom Ziel der Untersuchung, das im Vorfeld festgelegt werden muss, um im Ergebnis einerseits eine möglichst genaue Abschätzung der Bauwerksdruckfestigkeit und andererseits eine möglichst geringe statische oder ggf. optische Schädigung der Bausubstanz durch die Entnahme von Probekörpern zu bekommen. Die Problematik besteht darin, für das weitgehend unbekannte Bauwerk die charakteristische Betondruckfestigkeit abzuschätzen. Dazu können lediglich Proben aus Teilbereichen der Konstruktion entnommen werden, deren Druckfestigkeitsergebnisse dann mit größerer oder geringerer Sicherheit als charakteristische Druckfestigkeit festgelegt und zur weiteren Tragwerksplanung verwendet werden.

Sowohl die heute gültige DIN EN 13791 als auch der Entwurf der künftigen Norm gehen von zwei Anwendungsbereichen zur Bewertung der Bauwerksdruckfestigkeit aus, nämlich die Abschätzung der Bauwerksdruckfestigkeit von Bauten im Bestand, bei denen keine ausreichenden Kenntnisse über den Beton vorliegen, der für das Bauwerk bzw. Bauteil verwendet wurde, und für Bauteile, die kürzlich mit Beton bekannter Spezifikation hergestellt wurden, wobei die Anforderungen an den Beton (z. B. die geforderte Druckfestigkeitsklasse) bekannt sind.

Ein differenziertes Herangehen an beide Anwendungsbereiche ist wesentlich, da im ersten Fall von einem unbekannten Beton ausgegangen wird, für den eine charakteristische Betondruckfestigkeit bestimmt wird, die dann zur Grundlage weiterer tragwerksplanerischer Berechnungen wird. Deshalb sind die statistisch begründeten Sicherheitswerte relativ hoch. Im zweiten Fall wurde das zu errichtende Bauwerk schon in der Planungsphase berechnet, es ist nun „lediglich" zu überprüfen, inwieweit die vorgesehene Druckfestigkeitsklasse erreicht wurde. Die Bestimmung der Druckfestigkeitsklasse erfolgt dann auf der Basis der Konformitätsberechnungen aus DIN EN 206, ergänzt um die Einflüsse aus dem Betoneinbau. Die Praxis der vergangenen Jahre seit Einführung von DIN EN 13791 zeigt allerdings, dass diese zwei Herangehensweisen oft vermischt werden und beispielsweise zur Bewertung einer Betonqualität im Neubau nach Ansatz B drei bis 14 Bohrkerne entnommen werden, um vom Ergebnis den Wert k abzuziehen, was im Regelfall zu einer geringeren Druckfestigkeitsklasse führt als im Bauwerk vorliegt.

Insofern kommt dem Planer die wesentliche Aufgabe der Wahl geeigneter Methoden zur Zustandserfassung des Bauwerks zu.

Abb. 1: Beispiel eines zu sanierenden Bauwerks im Bestand

2 Vorbereitungen durch den Planer

Vor der Durchführung von Prüfungen sind die entsprechenden Schritte festzulegen, wobei die zugehörigen Überlegungen nach dem Entwurf zur künftigen Norm [2] zu dokumentieren sind. Damit wird dem sehr komplexen Charakter der Bauwerksuntersuchung und Zustandserfassung Rechnung getragen, der Planer soll die erforderlichen Schritte festlegen und im Idealfall begründen, aus welchen Gesichtspunkten heraus er welche Untersuchungen und mit welchem Ziel durchführt. Zu dokumentieren sind:

- Ziel der Untersuchung,
- Anzuwendende Normen, Prüfverfahren oder technische Verfahren, die angewandt werden sollen,
- Festlegung der Messstellen und Prüfbereiche,
- Anzahl der Prüfungen je Messstelle bzw. Prüfbereich,
- Gegebenenfalls Referenzelemente oder Referenzbereiche, die zum Abgleich der Daten dienen,
- Durchmesser und Länge der zu entnehmenden Bohrkerne,
- Festlegen des Prüflabors, in dem die Proben geprüft werden sollen.

Zur Erläuterung der prinzipiellen Verfahrensweisen enthält der Entwurf [2] ein Fließschema, das einerseits die Abschätzung der Bauwerksdruckfestigkeit von Gebäuden im Bestand, andererseits die Festlegung der Bauwerksdruckfestigkeit bei neueren Gebäuden enthält, siehe Abb. 2 und 3.

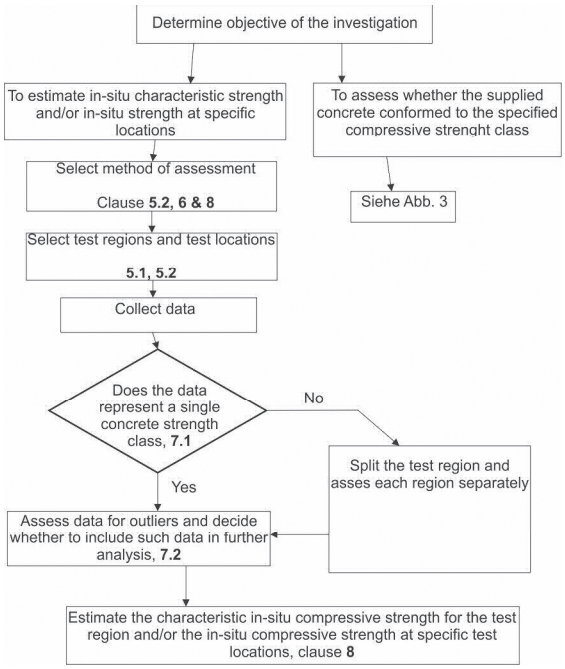


Abb. 2: Fließschema zum Bauen im Bestand [2]

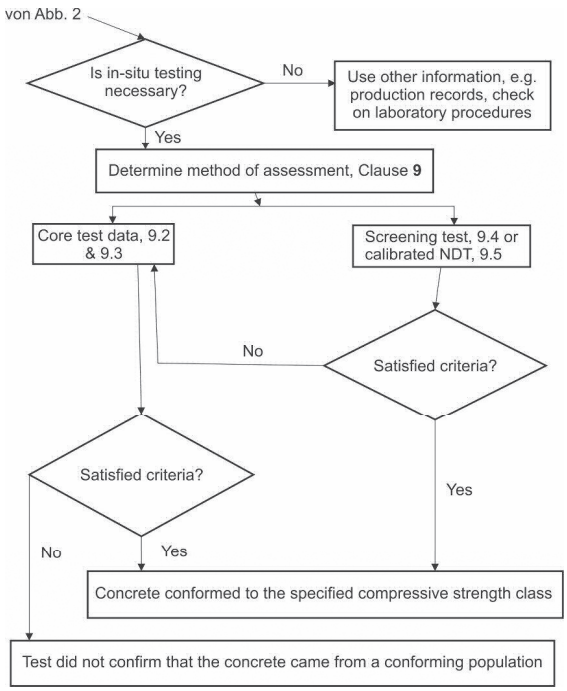


Abb. 3: Fließschema zur Festlegung der Druckfestigkeit bei kürzlich eingebautem Beton

Die Prüfbereiche sollen so festgelegt werden, dass sie entweder mehrere gleichartige Bauteile oder ein größeres umfassen. Dort, wo unterschiedliche Festigkeiten erwartet werden, sind unterschiedliche Prüfbereiche zu wählen. Generell soll der Prüfbereich eine ungefähre Betonmenge von 30 m^3 nicht überschreiten.

Die Anzahl der im Prüfbereich verteilten Messstellen ist abhängig vom Ziel der Untersuchung, von der zu untersuchenden Betonmenge und der angestrebten Aussagekraft der Untersuchungen. Sie ist z. B. bei Bohrkernentnahmen auch abhängig vom Durchmesser der Bohrkerne: Ist keine Möglichkeit gegeben, Bohrkerne mit einem Durchmesser von 100 mm zu entnehmen, muss die Anzahl der Kerne entsprechend erhöht werden, da bei Bohrkernen mit geringerem Durchmesser größere Streuungen zu erwarten sind. Zur Durchführung von Rückprallhammerprüfungen sind mindestens neun Messstellen (mit jeweils neun Messpunkten) auszuwählen und zu dokumentieren.

Für die Druckfestigkeitsbestimmung ist meist die Bohrkernprüfung notwendig, wobei auch folgende Kombinationen möglich sind:

- Bohrkernprüfung,
- Bohrkernprüfung und Kalibration mit zerstörungsfreien Methoden, wie Rückprallhammer- oder Ultraschallprüfungen,
- Zerstörungsfreie (indirekte) Methoden und Bohrkernentnahme an ausgewählten Messstellen des Bauwerks.

Bei der Wahl der Untersuchungsmethode können die Betrachtungen in Tab. 1 hilfreich sein.

Tab. 1: Orientierende Bewertung der Prüfverfahren

Prüfung	Prüfverfahren	Norm	Genauigkeit der Festigkeitsbestimmung	Schnelligkeit der Prüfung	Handhabbarkeit der Prüfung	Wirtschaftlichkeit der Prüfung	Schäden an der Struktur nach Prüfung
In der Tiefe	Bohr-kerne	DIN EN 12504-1	****	**	**	*	*
	Ultra-schall	DIN EN 12504-4	**	***	***	***	****
Nahe der Oberfläche	Auszieh-kraft	DIN EN 12504-3	**	**	**	**	*
Direkt an der Oberfläche	Rück-prall-hammer	DIN EN 12504-2	**	****	****	****	***

3 Bauwerksuntersuchung

3.1 Bohrkernentnahme und -prüfung

Die Bohrkerne sind nach DIN EN 12504-1 zu entnehmen und nach der Vorbereitung möglichst in dem Feuchtigkeitszustand des Bauwerks, aus dem sie entnommen wurden, zu prüfen.

Die Durchmesser der Bohrkerne variieren zwischen mindestens 50 mm und maximal 160 mm, wobei die Druckfestigkeitsergebnisse bei kleinen Durchmessern aufgrund des Verhältnisses der Größe der vorhandenen Gesteinskörnung zum Durchmesser des Bohrkerns erfahrungsgemäß stärker schwanken. Eine Abminderung der Ergebnisse bei kleineren Durchmessern ist jedoch nicht gerechtfertigt. Die Erhöhung der Bohrkernanzahl um das Dreifache (bei Durchmesser 50 und einem Größtkorn unter 20 mm) oder gar um das Fünffache (bei einem Durchmesser 50 cm und einem Größtkorn über 20 mm) ist jedoch notwendig, um gesicherte Ergebnisse zu erzielen.

Künftig ist sehr wahrscheinlich bei der Angabe der Druckfestigkeit zu beachten, dass sie im Sinne von DIN EN 1992-1-1 als Druckfestigkeit des Zylinders angegeben werden soll, d. h. die für einen Bohrkern im h/d-Verhältnis von 1:1 erhaltenen Werte sind mit dem Faktor 0,82 zu multiplizieren, um den für die Tragwerksplanung verwendeten Wert der Druckfestigkeit zylindrischer Probekörper zu erhalten. Es sei daran erinnert, dass die an Bohrkernen h/d = 1:1 geprüfte Druckfestigkeit der am Würfel 150 mm x 150 mm gleichgesetzt wird.

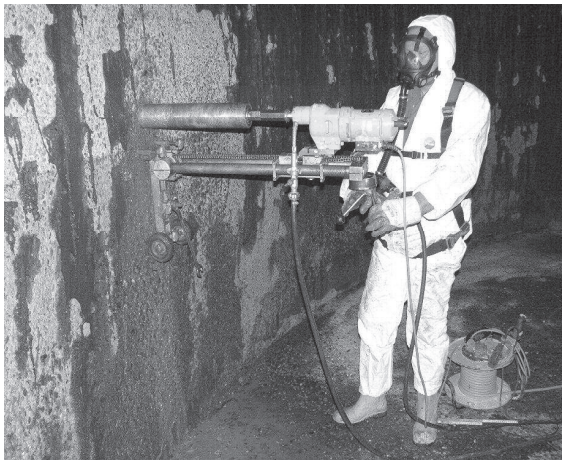


Abb. 4: Bohrkernentnahme in einem Vorversäuerungsbehälter

3.2 Bewertung der Einzelergebnisse

Die bei der Bohrkernprüfung erhaltenen Ergebnisse sind zunächst auf Plausibilität zu prüfen, da sie aus verschiedenen Gründen nicht immer repräsentativ sein müssen.

So kann z. B. mit dem Ausreißer-Test nach Grubbs überprüft werden, ob der höchste oder der niedrigste Wert als Ausreißer zu betrachten ist.

3.3 Bewertung der Druckfestigkeit im Bestand

3.3.1 Ausschließlich durch Bohrkerne

Die auf Ausreißer untersuchten gültigen Druckfestigkeitswerte werden zur Abschätzung der mittleren Druckfestigkeit und der Standardabweichung des Prüfbereichs verwendet. Als Basis für diese Berechnung dienen mindestens acht Bohrkerne vom Durchmesser zwischen 80 mm und 160 mm (entsprechend 12 Bohrkerne mit Durchmessern von 50 mm und einem Größtkorn kleiner 20 mm bzw. 16 Bohrkerne mit Durchmessern von 50 mm und einem Größtkorn zwischen 20 mm und 32 mm) [2].

Die charakteristische Bauwerksdruckfestigkeit berechnet sich dann nach Gleichung 1

$$f_{c,is,ck} = f_{c,m(n)is} \cdot k_n s_s \qquad (1)$$

wobei der Wert k_n aus Tab. 2 entnommen werden darf, oder nach Gleichung 2

$$f_{c,is,ck} = f_{c,is,lowest} + M \qquad (2)$$

wobei der Wert M sich in Abhängigkeit vom niedrigsten Prüfwert ergibt, siehe Tab. 3.

Tab. 2: Werte k_n zur Berechnung der charakteristischen Druckfestigkeit

n	8	10	12	16	20	30	∞
k_n	2,00	1,92	1.87	1.81	1,76	1,73	1,64

Tab. 3: Werte M zur Berechnung der charakteristischen Druckfestigkeit

Wert von $f_{c,is,lowest}$	Margin M
≥ 20	4
≥16 <20	3
≥12 <16	2
<12	1

3.3.2 Kombination indirekter Prüfungen mit Bohrkernergebnissen

Eine Kombination aus indirekten Prüfdaten – meist Rückprallhammerwerte, aber auch Ultraschalldaten – und Bohrkernergebnissen kann erfolgen, wenn mindestens 10 Ergebnispaare aus Prüfbereichen vorliegen, die mit beiden Verfahren geprüft wurden. Dabei sollen Bohrkerne auch aus den Bereichen mit den grenzwertigen Rückprallhammerwerten entnommen werden, um die Prüfdaten maximal abzudecken. Die Ergebnisse werden grafisch gegenübergestellt und durch die Regressionsgerade werden die indirekten Prüfergebnisse in die Bauwerksdruckfestigkeit $f_{c,is,reg}$ umgewandelt. Die charakteristische Druckfestigkeit errechnet sich dann aus Gleichung 3

$$f_{c,m(n)is} = \Sigma(f_{c,is,reg})/m \qquad (3)$$

wobei m die Anzahl der gültigen indirekten Messwerte darstellt.

Weiterhin kann die Bauwerksdruckfestigkeit für eine definierte Messstelle berechnet werden, basierend auf der o. g. Regression.

3.3.3 Kombination indirekter Prüfungen mit mindestens drei Bohrkernergebnissen

Für Prüfbereiche einer ungefähren Betonmenge von 30 m³ darf auch ohne die oben beschriebene Regressionsberechnung eine Abhängigkeit zwischen indirekten Prüfungen und einer geringen Anzahl an Bohrkernen geschaffen werden. Dazu wird der Prüfbereich durch indirekte Prüfmethoden, z. B. mit dem Rückprallhammer, flächig untersucht und die Prüfergebnisse werden bezüglich ihrer minimalen Ergebnisse ausgewertet. Aus dem Bereich der geringsten festgestellten Prüfwerte werden drei Bohrkerne entnommen und daraus die Bauwerksdruckfestigkeit ($f_{c,is}$) berechnet. Der Medianwert der drei oder mehr Bohrkerne wird dann als charakteristische Bauwerksdruckfestigkeit ($f_{c,is,ck}$) angenommen. Voraussetzung für diese Annahme ist, dass die einzelnen Prüfwerte aus den Bohrkernen nicht mehr als 15 % vom Median abweichen.

4 Bestimmung der Druckfestigkeitsklasse des eingebauten Betons

4.1 Zweck der Bestimmung

Bei Zweifeln an der Druckfestigkeit eines in einem Neubau verwendeten Betons oder der Druckfestigkeit, die durch gegebene Umstände beim Einbau des Betons eingetreten sein können, wird die Druckfestigkeit am Bauwerk nach Abschnitt 9 in DIN EN 13791 [1, 2] bestimmt. Der wesentliche Unterschied der Bestimmung der Druckfestigkeitsklasse des eingebauten Betons zur Abschätzung der charakteristischen Druckfestigkeit bei Bauten im Bestand ist die Überprüfung, ob die für das Bauwerk vorgesehene Druckfestigkeitsklasse erreicht wurde. In diesem Sinne wird dabei nicht die charakteristische Druckfestigkeit des Betons errechnet, sondern die Druckfestigkeitsklasse festgelegt. Dabei können für die einzelnen Prüfbereiche verschiedene Methoden angewandt werden:

- Rückprallhammerprüfung,
- Zerstörungsfreie indirekte Methoden, wie Rückprallhammer- oder Ultraschallprüfungen, kalibriert an Prüfkörpern oder Bohrkernen (Bezugsgerade W)
- Zerstörungsfreie Methoden, kalibriert an ausgewählten Bohrkernen,
- Bohrkernprüfungen.

4.2 Rückprallhammerprüfungen

Die in Deutschland seit langem erprobte Möglichkeit, von Rückprallhammerprüfungen aufgrund der großen Anzahl vorhandener Vergleichsprüfungen auf die Druckfestigkeitsklasse des eingebauten Betons zu schließen, wird nun voraussichtlich auch in der europäischen Norm berücksichtigt. Die Umwertetabellen Rückprallzahl/Druckfestigkeitsklasse beziehen sich mit den R-Werten auf die herkömmlichen Schmidt-Hämmer und mit den Q-Werten auf die weiterentwickelten Rückprallhämmer auf der Basis der Energie- oder Geschwindigkeitsdifferenz. Im geänderten nationalen Anhang von DIN EN 13791 [1] wurden die Umwertetabelle für die Q-Werte aufgenommen und die der R-Werte auf höher feste Betone erweitert, siehe Tab. 4 und 5.

Bei Erreichen der in den Tabellen angegebenen Skalenwerte darf die entsprechende Druckfestigkeitsklasse zugeordnet werden. Eine solche Verfahrensweise ist aufgrund früher aufgestellter Beziehungen zwischen diversen Bohrkern- oder Prüfkörperprüfungen möglich. Allerdings ist das Verfahren sehr konservativ, d. h. bei Nichterreichen der Anforderungen sollten weitere Maßnahmen, wie Bohrkernprüfungen, hinzugezogen werden.

Tab. 4: Rückprallzahlen R und vergleichbare Druckfestigkeiten nach DIN EN 206/DIN 1045-2

Druckfestigkeitsklasse	**Mindestmedian R für jede Messstelle** Skalenteile	**Mindestmedian R für jeden Prüfbereich** Skalenteile
C8/10	26	30
C12/15	30	33
C16/20	32	35
C20/25	35	38
C25/30	37	40
C30/37	40	43
C35/45	44	47
C40/50	46	49
C45/55	48	51
C50/60	50	53
C55/67	53	57
C60/75	57	60
C70/85	62	65
C80/95	66	69

Tab. 5: Rückprallzahlen Q und vergleichbare Druckfestigkeiten nach DIN EN 206/DIN 1045-2

Druckfestigkeitsklasse	**Mindestmedian Q für jede Messstelle** Skalenteile	**Mindestmedian Q für jeden Prüfbereich** Skalenteile
C8/10	20	34
C12/15	29	40
C16/20	36	45
C20/25	42	49
C25/30	46	52
C30/37	51	56
C35/45	56	60
C40/50	58	62
C45/55	60	64
C50/60	62	66
C55/67	64	68
C60/75	66	71
C70/85	69	73
C80/95	71	75

4.3 Bezugsgerade W

Die Bezugsgerade W bietet Möglichkeiten, nach einer Kalibrierung mit Probekörpern im weiteren Verlauf der Errichtung eines Bauwerks mithilfe der Rückprallhammerprüfungen die erreichte Druckfestigkeit im Bauwerk einzuschätzen. Das Verfahren ist aus der deutschen Normung bekannt, und es soll auch in die europäische Norm übernommen werden.

4.4 Bohrkernprüfung

Wo möglich, kann zur Festlegung der Bauwerksdruckfestigkeit bei vorhandenen Zweifeln eine Bohrkernentnahme erfolgen. Wegen der angestrebten Genauigkeit der Aussagen soll die zu untersuchende Betonmenge nicht größer sein als etwa 30 m^3. Bei größeren Mengen ist demnach eine größere Bohrkernanzahl notwendig.

Die Anzahl der zu prüfenden Bohrkerne liegt für einen Prüfbereich bei mindestens drei, wenn mehrere Prüfbereiche zu etwa 30 m^3 betrachtet werden, bei mindestens zwei [2]. Der Mittelwert aus den gewonnenen Ergebnissen muss $\geq 0{,}85(f_{ck,\ spec} - 4)$ entsprechen, und der Mittelwert aus allen Prüfbereichen $\geq 0{,}85(f_{ck,\ spec} + 1)$ bei zwei bis vier Prüfbereichen und $\geq 0{,}85(f_{ck,\ spec} + 2)$ bei bis zu sechs Prüfbereichen.

4.5 Bohrkernprüfung und indirekte Methoden bei größeren Mengen

Sind größere Betonmengen zu untersuchen, darf eine mit indirekten Methoden kombinierte Bohrkernprüfung angewandt werden. Dazu werden die Prüfbereiche großflächig z. B. mit einem Rückprallhammer an mindestens 20 Messstellen untersucht. Die zwei Messstellen mit den geringsten Prüfwerten werden zur Bohrkernentnahme ausgewählt. Der Beton darf als den Anforderungen gerecht betrachtet werden, wenn beide Druckfestigkeitsergebnisse

$$\geq 0{,}85(fck,\ spec - 4) \qquad (4)$$

entsprechen und mindestens ein Ergebnis $\geq 0{,}85 f_{ck,\ spec}$ ist. Der Wert 4 für die Einzelanforderung gilt für Betone ab C20/25, bei der Prüfung von Betonen C16/20, C12/15 und C8/10 gelten jeweils die Werte 3, 2 und 1.

5 Beispiele zur Zustandserfassung

5.1 Beton in einem Schwimmbad

In einem Schwimmbad aus den 60er Jahren waren während des Betriebs immer wieder Abplatzungen zu beobachten, die im Laufe der Zeit mit Reparaturmörtel bzw. Spritzbeton saniert wurden. Als die Abplatzungen – auch der sanierten Stellen – vermehrt auftraten, entschloss man sich erstmals zu einer Bauwerksuntersuchung als Grundlage für eine dauerhafte Sanierung.

Für die Zustandserfassung wurden über das Schwimmbad verteilt 20 Bohrkerne entnommen und auf Druckfestigkeit untersucht, siehe Abb. 5 und 6.

Nach der Untersuchung ergab sich eine Druckfestigkeit des gesamten Betons von C12/15. Die bisher verwendeten Betone zur Sanierung waren zu fest, um dauerhaft an dem ursprünglichen Beton zu haften.

Abb. 5: Bohrkernentnahme in einem Schwimmbad

Abb. 6: Bohrkern mit sanierter Spritzbetonschicht

5.2 Betonsohle und -decke in einem Wohnhaus

Nach dem Betonieren von Sohle und Decke im Dezember/Januar wurde die Betondruckfestigkeit bei einer im Auftrag des Bauherren von einem Sachverständigen initiierten Bohrkernentnahme im März des laufenden Jahres mit C12/15 bewertet und ein Abbruch angeraten. Der Streit zog sich über zwei Jahre hin und bei darauf folgenden Bohrkernprüfungen wurde eine Druckfestigkeit von C35/45 festgestellt. Fazit: Bei der Probenahme unbedingt den Faktor Zeit berücksichtigen! Siehe Abb. 7.

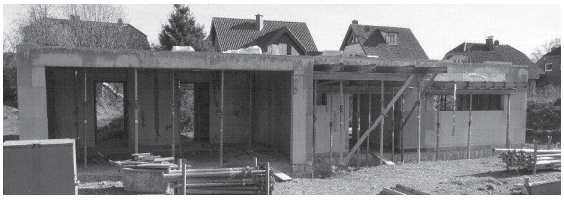


Abb. 7: Zu untersuchendes Wohnhaus

5.3 Betonsohle in einem Biogasbehälter nach Frosteinwirkung

Kurz nach dem Betonieren der Sohle für einen Biogasbehälter setzte Frost ein, der bei der Errichtung der Stahlkonstruktion nicht entsprechend gewürdigt wurde. Nach dem Aufbau zeigten sich am Rand eines weitläufigen Bereichs Durchfeuchtungen, die von außen in den Behälter eindrangen. Die Frosteinwirkung auf den Beton war relativ gering, jedoch war die Funktionalität des Behälters nicht gegeben. Als Maßnahme zur Zustandserfassung der Betonsohle wurde wegen der dichten Bewehrung im Sohlenrandbereich ein „Screening" mit dem Rückprallhammer angewandt, und die minderfesten, vom Frost geschädigten Bereiche gekennzeichnet. Sie wurden entfernt und ersetzt, sodass sowohl Dichtigkeit als auch Festigkeit und Dauerhaftigkeit gegeben sind. Siehe Abb. 8 und 9.

Abb. 8: Biogasbehälter, Betonsohle

Abb. 9: Durchfeuchtung am Rand eines Biogasbehälters, orientierende Prüfungen mit dem Rückprallhammer ohne Bohrkernentnahme

6 Zusammenfassung

Der Entwurf prEN 13791 vom Januar 2016 zur Bewertung der Bauwerksdruckfestigkeit stellt verschiedene Möglichkeiten der Druckfestigkeitsprüfung zur Auswahl. Als wesentliche Verbesserung zur bisherigen Fassung darf die Zielrichtung angesehen werden, den Planer mehr durch sein Fachwissen zu fordern als lediglich eine beliebige Methode anzuwenden und auf deren Vorhandensein in der Norm zu verweisen. Das war zwar auch bisher der Fall, vgl. z. B. [3], allerdings wird jetzt in den Abschnitten 4 und 5 des Entwurfs auf die frühzeitige Wahl der Methoden zur Bestimmung der Bauwerksdruckfestigkeit und ihrer Dokumentation hingewiesen.

7 Literatur

[1] DIN EN 13791/A20:2014-01: Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken oder in Bauwerksteilen; Änderung A20

[2] prEN 13791: Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components. Draft 21, Januar 2016

[3] Wöhnl, U.; Bewertung der Bauwerksdruckfestigkeit nach DIN EN 13791, beton 59 (2009), Heft 4, S. 130 - 137

Autor

Dr.-Ing. Ulrich Wöhnl
Ingenieurbüro für Beton und Mauerwerk
Heinrich-Mann-Str. 78
49088 Osnabrück

Der sachkundige Planer für Betoninstandhaltung nach der neuen Instandhaltungs-Richtlinie

Michael H. Fiebrich

1 Qualifikationsmerkmale des sachkundigen Planers

Gegenüber der Instandsetzungs-Richtlinie, Fassung 2001 [1] sind die Qualifikationsmerkmale des sachkundigen Planers präzisiert und erweitert worden. Der sachkundige Planer muss über **besondere Kenntnisse** und **ausreichende Erfahrungen** verfügen. Auszugsweise wird bezüglich der **besonderen Erfahrungen** in der Instandhaltungs-Richtlinie [2] Nachstehendes ausgeführt:

> *Der sachkundige Planer muss über besondere Kenntnisse hinsichtlich des Erkennens und Bewertens von Schäden und Mängeln und deren Ursachenfeststellung sowie dem Aufstellen von Instandhaltungskonzepten zur Sicherstellung und zur Wiederherstellung der Standsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit unter Berücksichtigung der in dieser Richtlinie genannten Instandsetzungs-prinzipien und –verfahren verfügen.*

Erstmalig wird gefordert, dass der sachkundige Planer seine Kenntnisse nachweisen muss bezüglich der Bereiche:

- *Technische Baubestimmungen zur Instandhaltung;*
- *Instandhaltungskonzeption, Instandhaltungsplanung;*
- *Instandsetzungsprinzipien und -verfahren;*
- *Grundanforderungen an Bauwerke und Bauteile und resultierende Merkmale für Instandsetzungsstoffe und -systeme;*
- *Instandsetzungsmaßnahmen, Instandsetzungsplanung;*
- *Instandhaltungskonzepte (inkl. Wartungs- und Inspektionskonzepte);*
- *Grundsätze der Qualitätssicherung in der Instandhaltung;*
- *Schadensdiagnose;*
- *Beurteilung der Standsicherheit;*
- *Beurteilung des Betonuntergrundes;*
- *Verfahren der Untergrundvorbereitung, Verbundverhalten;*
- *Betoneigenschaften, Betonkorrosion;*
- *Bewehrungseigenschaften, Bewehrungskorrosion.*

Bezüglich der Erfahrung wird im Absatz 3 der Richtlinie folgendes ausgeführt:

> *(3) Als Sachkundiger Planer gilt, wer die unter (1) und (2) beschriebenen Kenntnisse durch Berufserfahrung und Referenzen bezüglich der Instandhaltung von Betonbauteilen* **belegen kann** *und sich* **nachweislich** *in diesem Fachgebiet* **regelmäßig weiterbildet**. *Voraussetzung für die verantwortliche Übernahme von Aufgaben als Sachkundiger Planer ist eine mindestens fünfjährige Berufserfahrung im Bereich der Instandhaltung von Betonbauteilen.*

Besonderes Augenmerk wird auf die Fähigkeit gelegt, die Standsicherheitsrelevanz beurteilen zu können. Hierzu wird im Absatz (2) ausgeführt:

> *(2) Der Sachkundige Planer muss im Bedarfsfall, insbesondere bei Beeinträchtigung der Standsicherheit, in der Lage sein, die Notwendigkeit der Hinzuziehung von fachkundigen oder besonders fachkundigen Personen für Sonderfragen zu erkennen und eine entsprechende Auswahl zu treffen.*

2 Grundlagen für die Präzisierung der sachkundigen Planung von Instandhaltungsmaßnahmen

2.1 Begriffsbestimmung „Instandhaltung"

Grundlage für die Präzisierung der sachkundigen Planung sowie bei der Überarbeitung der Instandsetzungs-Richtlinie, Fassung 2001 [1] sind die Konzepte, die in der DIN EN 1504, Teil 9 [3] adressiert werden. Dieses Normenwerk betrachtet Instandsetzungsmaßnahmen als Teil eines Bauwerksmanagementsystems, das darauf abzielt, die Funktion eines Bauwerks über die geplante Nutzungsdauer unter Berücksichtigung technischer, wirtschaftlicher und umwelt-technischer Faktoren aufrecht zu erhalten. In diesem Regelwerk sind Begriffe wie „Soll-Lebensdauer", „Bau-Ist", „Bau-Soll"; „prognostizierte Verschlechterung des Bauwerkszustands" u. a. definiert und wie in Abb. 1 dargestellt wiedergegeben.

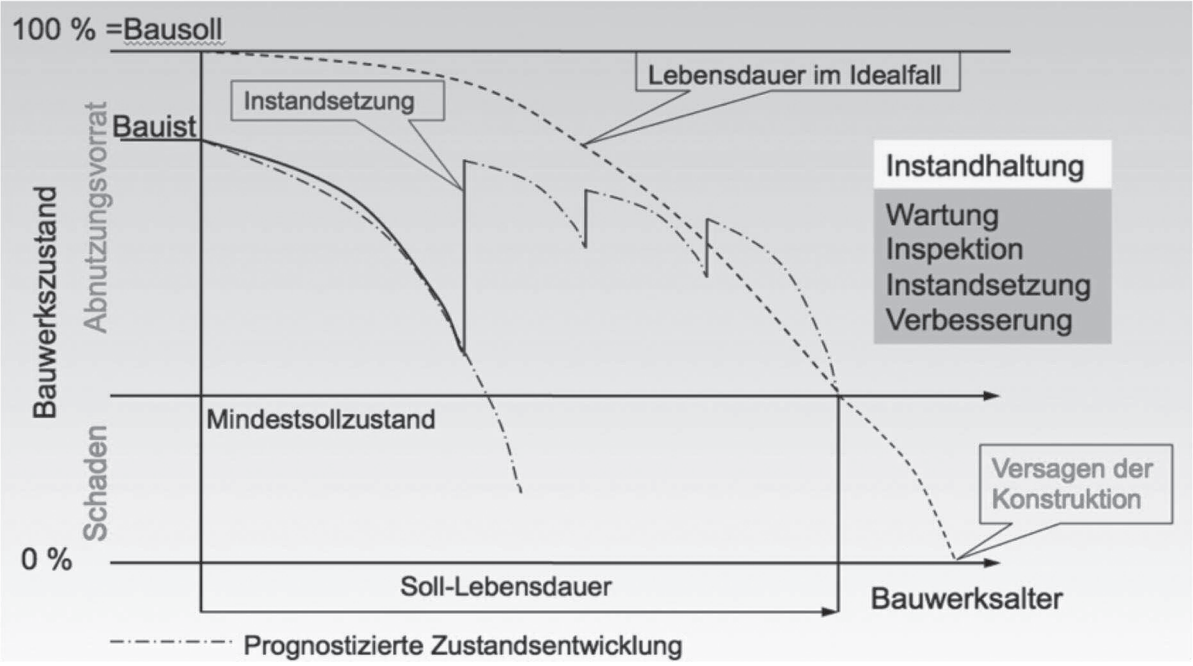


Abb. 1

Dort wird informativ nachstehendes ausgeführt:

> *Die Auswahl eines Instandhaltungskonzeptes darf nicht allein auf technologischer Basis erfolgen. Zusätzlich ist es notwendig, wirtschaftliche, funktionelle, umwelttechnische Faktoren und andere Faktoren sowie vor allem die Anforderungen des Besitzers an das Tragwerk zu berücksichtigen. Ein wichtiges Kriterium bei der Auswahl der Instandsetzungsverfahren ist die planerische Nutzungsdauer des wiederhergestellten Betontragwerks, der Bereich der Optionen erstreckt sich von Möglichkeiten, mit denen die planerische Nutzungsdauer des Betontragwerks in einem umfassenden Arbeitsschritt erreicht werden kann bis hin zu einfacheren Optionen, bei denen wiederholte Instandsetzungsmaßnahmen erforderlich sein können.*

Die Instandsetzung wird neben der Wartung, Inspektion und Verbesserung als ein Element der Instandhaltung verstanden. Der sachkundige Planer nach der neuen Instandhaltungs-Richtlinie [2] hat also bei seinen Planungsüberlegungen die Nutzungsdauer bzw. die Restnutzungsdauer eines Bauwerks im Fokus analog zu den Konzepten, die sich auch in Eurocode 0 [4] mit den unterschiedlichen Lebensdauerklassen wiederfinden. In der Instandhaltungs-Richtlinie werden die Instandhaltungselemente „Wartung, Inspektion, Instandsetzung, Verbesserung" in Anlehnung an DIN 31 051 [5] präzisiert. Im Zement-Taschenbuch 2008 [6], Abschnitt 16, wurden die im Maschinenbau definierten Instandhaltungselemente auf das Bauwesen übertragen. Diese Begriffsbestimmungen sind in der neuen Instandhaltungs-Richtlinie übernommen worden.

Instandhaltung
Maßnahmen zur Bewahrung und Wiederherstellung des Sollzustands sowie zur Feststellung und Beurteilung des Istzustands von technischen Mitteln eines Systems (Bauwerks). Sie umfasst die Maßnahmen der **Wartung, Inspektion, Instandsetzung** und **Verbesserung.**

Wartung
Maßnahmen zur Bewahrung des Sollzustands eines Bauwerkes

Inspektion
Maßnahmen zur Feststellung und Beurteilung des Istzustands eines Bauwerkes

Instandsetzung
Maßnahmen zur Wiederherstellung des Sollzustands eines Bauwerkes

2.2 Beurteilung der Standsicherheitsrelevanz

In der Instandsetzungs-Richtlinie, Fassung 2001 [1], hat der sachkundige Planer festzulegen „ob die geplante Maßnahme für die Erhaltung der Standsicherheit erforderlich ist....." Im Kommentar zur ATV DIN 18 349 [7] wird ausgeführt:

Es ist immer anzugeben, ob die Standsicherheit des Bauwerks oder einzelner Bauteile betroffen ist oder nicht und ob von schadhaften Bauteilen Gefahren für Personen und Sachen ausgehen können oder nicht.

Ferner wird im Abschnitt 0.2.18 gefordert:

Maßnahmen zum Erhalt der Standsicherheit sind in der Leistungsbeschreibung anzugeben. Ist eine Betoninstandsetzungsmaßnahmen nicht standsicherheitsrelevant, ist auch dies in der Leistungsbeschreibung anzugeben.

Seit einigen Jahren wird in der Musterliste der Technischen Baubestimmungen, Anmerkungen nach den Anlagen zur Instandsetzungs-Richtlinie ausgeführt, dass Produkte für Instandsetzungen von Betonbauteilen, bei denen die Standsicherheit gefährdet ist, nur verwendet werden dürfen, wenn für die Produkte ein Nachweis gemäß Bauregelliste vorhanden ist.

Diese Begriffsbestimmungen haben seit Einführung bis heute oft zu erheblichen Kontroversen geführt, da unter „Standsicherheitsgefährdung" - wie der Begriff in der Musterliste der Technischen Baubestimmungen verwendet wird – oft eine akute Standsicherheitsgefährdung verstanden wurde, während in der Instandsetzungs-Richtlinie und in der ATV 18 349 immer eine Standsicherheitsbetrachtung für den Zeitraum der Restnutzungsdauer angestellt werden sollte. Daher findet sich in der neuen Instandhaltungs-Richtlinie zur Klarstellung des Begriffs „Standsicherheitsgefährdung" folgende Anmerkung:

Im bauaufsichtlichen Bereich wird für den Begriff „Standsicherheitsrelevanz" auch der Begriff „Gefährdung der Standsicherheit" verwendet. Dabei liegt eine Gefährdung der Standsicherheit nicht nur bei einem entsprechenden Schaden vor. Sie liegt auch dann vor, wenn ein Schaden mit großer Wahrscheinlichkeit innerhalb der planmäßigen Nutzungsdauer zu erwarten ist.

3 Arbeitsschritte der sachkundigen Planung

3.1 Übersicht

Die Kernaufgabe des sachkundigen Planers besteht darin, einen Instandhaltungsplan zu erstellen und die Ausführungsplanung der erforderlichen Instandhaltungsmaßnahme. Die grundsätzlichen Arbeitsschritte, die zu den erwähnten Hauptzielen zählen sind mindestens (siehe auch Abb. 2)

- Ermittlung, Darstellung und Beurteilung des Ist-Zustandes des Bauwerkes bzw. Bauteiles
- Festlegung zum Mindest-Sollzustand in Abstimmung mit dem Auftraggeber
- Vergleich von Ist- und Soll-Zustand, Prognose der vorhandenen Restnutzungsdauer
- Erstellung eines Instandhaltungskonzeptes einschließlich Wartung, Inspektion und Instandsetzung
- Erstellung eines Instandhaltungsplans.

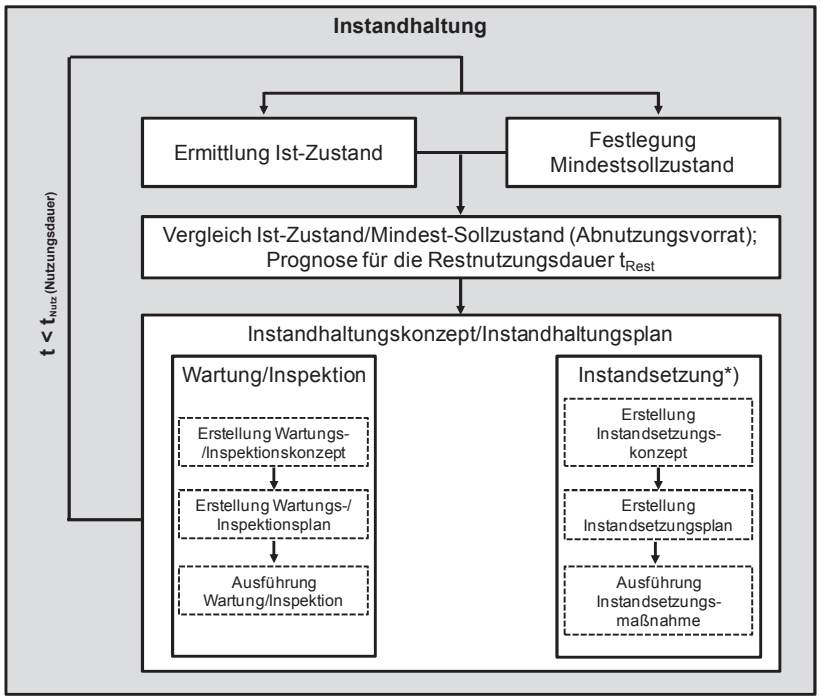


Abb. 2: Quelle Instandhaltungs-Richtlinie, Entwurf 2015 [*) umfasst auch Maßnahmen zur Verbesserung]

3.2 Istzustands-Ermittlung

Der sachkundige Planer hat Art und Umfang materialtechnischer Bauwerks- und Laboruntersuchungen zu präzisieren, um daraus

- die Schadensursache präzisieren zu können
- die Standsicherheitsrelevanz ggf. unter Einschaltung eines Tragwerkplaners beurteilen zu können
- festzustellen, ob das Bauteil/Bauwerk über einen vorhandenen Abnutzungsvorrat verfügt.

Bereits bei der Planung der materialtechnischen Bauwerks- und Laboruntersuchungen muss der Planer Kenntnisse über die vom Bauherrn/Auftraggeber geforderte planmäßige Restnutzungsdauer verfügen (Abb. 3).

3.3 Festlegung Mindestsollzustand

Der Mindestsollzustand ergibt sich aus den Anforderungen des Bauherrn/Auftraggebers und den Bestimmungen der allgemein anerkannten Regeln der Technik. Bei der Festlegung des Mindestsollzustands hat der Planer die in den entsprechende technischen Regelwerken spezifizierten Forderungen hinsichtlich

- Standsicherheit
- Gebrauchstauglichkeit
- Verkehrssicherheit
- Brandschutz

zu analysieren, um dann entsprechend den Vorstellungen des Auftraggebers den Mindestsollzustand festlegen zu können. Dieser Mindestsollzustand darf während der geplanten Restnutzungsdauer nicht unterschritten werden.

3.4 Vorhandene, geplante und erreichbare Restnutzungsdauer

Auf der Basis der Ergebnisse der materialtechnischen Bauwerks- und Laboruntersuchungen stellt der sachkundige Planer fest, ob noch ein Abnutzungsvorrat vorhanden ist; für die Expositionsklassen XC und XD werden in der Instandsetzungs-Richtlinie Rechenformate unter Beachtung der bekannten Stoffgesetze, des Wurzel-Zeit-Gesetzes bzw. Chloriddiffusionskoeffizienten zur Verfügung gestellt, um daraus eine **vorhandene** Restnutzungsdauer unter Annahme statistischer Wahrscheinlichkeiten abschätzen zu können. Sofern die vorhandene Restnutzungsdauer kleiner ist als die vom Bauherrn/Auftraggeber geforderte **geplante** Restnutzungsdauer hat der sachkundige Planer Instandsetzungsmaßnahmen zu planen. Ebenfalls mit Hilfe der erwähnten verfügbaren Stoffgesetze ist es dem sachkundigen Planer möglich, für seine Instandsetzungsmaßnahmen die **erreichbaren** Restnutzungsdauer zu prognostizieren.

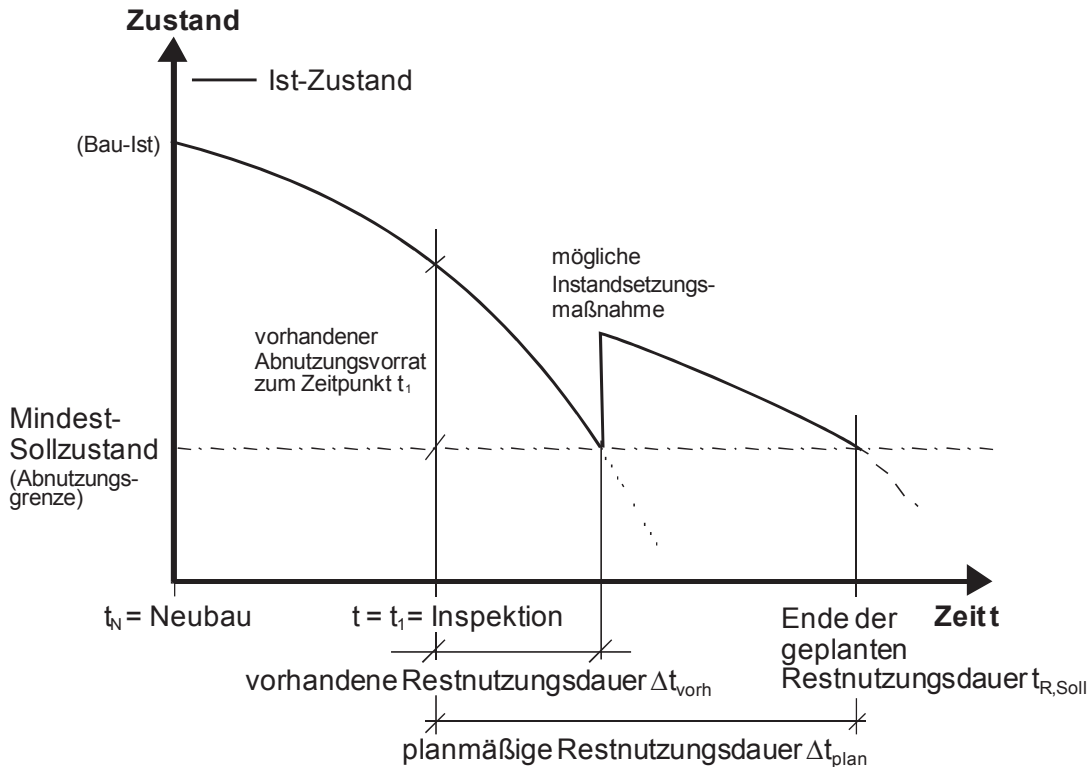


Abb. 3: Quelle Instandhaltungs-Richtlinie, Entwurf 2015

In der Instandhaltungs-Richtlinie [2] finden sich zur Abgrenzung der Begriffe „Nutzungsdauer“ und „Gewährleistungszeitraum“ folgende Anmerkungen:

ANMERKUNG 1: Die Angaben über die Nutzungsdauer sind nicht als Gewährleistungszeitraum auszulegen, sondern dienen lediglich als Hilfsmittel zur Auswahl geeigneter Produkte und Systeme im Hinblick auf die angestrebte Restnutzungsdauer des Bauwerks.

ANMERKUNG 2: Für Instandsetzungssysteme können keine allgemeingültigen Angaben zur Nutzbarkeits- dauer getroffen werden. Bei der Festlegung der Nutzungsdauer sind besonderes Augenmerk auf die objekt- und systemspezifischen Randbedingungen zu legen und gegebenenfalls entsprechende Wartungsintervalle vorzusehen. Starke mechanische oder chemische Beanspruchungen können beispielsweise bei Oberflächenschutzsystemen zu einer deutlichen Verkürzung der Nutzbarkeitsdauer führen. Betonersatz kann bei bestimmten Verfahren hinsichtlich der Erreichung der Instandsetzungsziele (z. B. Sicherstellung des Korrosionsschutzes der Bewehrung) nicht aber hinsichtlich Sicherstellung der Beständigkeit des Instandsetzungssystems und Sicherstellung der Dauerhaftigkeit des Verbundes bemessen werden (siehe Abschnitt 5.2, Absatz (1)).

3.5 Instandsetzungskonzept, Wartung, Inspektion

3.5.1 Instandsetzungsziele

Instandsetzungsmaßnahmen sind erforderlich, wenn der Mindestsollzustand im Hinblick auf die Standsicherheit, Gebrauchstauglichkeit, den Brandschutz und die Verkehrssicherheit nicht über die geplante Nutzungsdauer erreicht werden kann. Unter Berücksichtigung der durch die materialtechnische Bestandsaufnahme ermittelten Schadensursachen sind vom sachkundigen Planer die Instandsetzungsziele zu formulieren, um das Generalziel „Gewährleistung des Mindestsollzustands über die geplante Restnutzungsdauer“ erreichen zu können. Die in der Instandhaltungs-Richtlinie [2] behandelten Instandsetzungsziele sind:

- Sicherstellen des Korrosionsschutzes der Bewehrung
- Sicherstellen des Korrosionsschutzes des Betons.

3.5.2 Instandsetzungsprinzipien und –verfahren

In der Instandhaltungs-Richtlinie [2] werden zur Realisierung der Instandsetzungsziele Prinzipien und Verfahren präzisiert. Unterschieden werden zwei Gruppen von Prinzipien und Verfahren

- Prinzipien und Verfahren für den Korrosionsschutz des Betons
- Prinzipien und Verfahren für den Korrosionsschutz der Bewehrung.

In der nachstehenden Tab. 1 sind die Prinzipien und Verfahren bei Schäden im Beton zusammengestellt, in der Tab. 2 die Prinzipien und Verfahren bei möglicher oder eingetretener Bewehrungskorrosion.

Tab. 1: Prinzipien und Verfahren bei Schäden im Beton; Quelle Instandhaltungs-Richtlinie, Entwurf 2015

Prinzip	Geregelte Verfahren, die auf den Prinzipien beruhen
1	2
1. Schutz gegen das Eindringen von Stoffen	1.1 Hydrophobierung
	1.3 Beschichtung
	1.4 Örtliche Abdeckung von Rissen (Bandagen)
	1.5 Füllen von Rissen oder Hohlräumen
2. Regulierung des Wasserhaushaltes des Betons	2.1 Hydrophobierung
	2.3 Beschichtung
	2.6 Füllen von Rissen oder Hohlräumen [a]
3. Reprofilierung oder Querschnittsergänzung	3.1 Kleinflächiger Handauftrag
	3.2 Betonieren oder Vergießen
	3.3 Spritzauftrag
	3.4 Auswechseln von Bauteilen
4. Verstärkung des Betontragwerks [b]	4.3 Verstärkung durch geklebte Bewehrung
	4.4 Querschnittsergänzung durch Mörtel oder Beton
	4.5 Kraftschlüssiges Injizieren von Rissen[c] oder Hohlräumen
	4.6 Druckloses Füllen durch Vergießen von vorbereiteten Rissen oder Hohlräumen
5. Erhöhung des physikalischen Widerstandes	5.1 Beschichtung
	5.3 Mörtel- oder Betonauftrag
6. Erhöhung des Chemikalienwiderstandes	6.1 Beschichtung
	6.3 Mörtel- oder Betonauftrag

[a] Verfahren gegenüber DIN EN 1504-9 neu eingeführt
[b] auch zur Erhöhung der Tragfähigkeit gegenüber dem Ist-Zustand
[c] in der Regel zur Erhöhung der Bauteilsteifigkeit

Tab. 2: Prinzipien und Verfahren bei möglicher oder eingetretener Bewehrungskorrosion; Quelle Instandhaltungs-Richtlinie, Entwurf 2015

Prinzipien	Geregelte Verfahren, die auf den Prinzipien beruhen
1	2
7. Erhalt oder Wiederherstellung der Passivität	7.1 Erhöhung der Betondeckung mit zusätzlichem Mörtel oder Beton
	7.2 Ersatz von schadstoffhaltigem oder karbonatisiertem Beton
	7.4 Realkalisierung von karbonatisiertem Beton durch Diffusion
	7.6 Füllen von Rissen oder Hohlräumen
	7.7 Beschichtung[a]
	7.8 Lokale Abdeckung von Rissen (Bandagen)[a]
8. Erhöhung des elektrolytischen Widerstandes	8.1 Hydrophobierung
	8.3 Beschichtung
10. Kathodischer Schutz	10.1 Anlegen eines elektrischen Potenzials
[a] gegenüber DIN EN 1504-9 ergänztes Verfahren;	

Die beschriebenen Instandsetzungsprinzipien und -verfahren beruhen im Wesentlichen auf DIN EN 1504-9 [3].

Die Realisierung der Instandsetzungsziele unter Berücksichtigung der Instandsetzungsprinzipien und -verfahren ist im Instandsetzungskonzept vom sachkundigen Planer zu bewerten und zu analysieren mit dem Ziel, eine technisch und wirtschaftlich begründete Instandsetzung zu finden. Die Optionen sind im Hinblick auf ihre Wirksamkeit über die verbleibende Lebensdauer zu bewerten. Das Abwägen der Optionen und ihrer Folgen schließt im Allgemeinen dieUntersuchung unterschiedlicher Aspekte ein, beispielsweise die Höhe der Investitionskosten, der Instandhaltungskosten und das mögliche Erfordernis, Einschränkungen für die Nutzung des Tragwerks festzulegen. Bei der Wahl eines Schutz- und Instandsetzungssystems ist die Dauer bis zur ersten Instandhaltung der einzelnen Produkte ein wichtiges Kriterium, da diese möglicherweise nicht für dieplanerische Nutzungsdauer des Betontragwerks halten. Faktoren wie der Zugang zu den Instandsetzungsarbeiten und die Erneuerung und Wiederherstellung von Schutz- und Instandsetzungssystemen sind unbedingt zu berücksichtigen.

4 Objektbeispiel: Frei bewitterter Sichtbetonturm, Expositionsklasse XC 4

4.1 Objektdaten

Die Sichtbetonflächen einer Treppenturmanlage sind im Jahr 1979 in Stahlbetonbauweise erstellt worden (Abb. 4). Die Grundrissfläche mit gegeneinander versetzten Rechtecken beträgt rd. 30 m^2. Der Treppenturm, in dem eine Aufzugsanlage, eine Treppenanlage sowie Versorgungsleitungen untergebracht sind, erhebt sich etwa 34 m über Geländeniveau. Die Gesamtfläche des Sichtbetons beträgt rd. 780 m^2. Betonschäden sind in Teilflächen so weit vorangeschritten, dass bereits Betonbruchstücke herabgefallen waren und zur Gewährleistung der Verkehrssicherheit Schutzmaßnahmen getroffen werden mussten. Bestandsplanunterlagen (Bewehrung, Schalung, Betonfestigkeiten u. a.) standen nicht zur Verfügung.

Abb. 4

4.2 Materialtechnische Untersuchungen am Objekt und im Labor

Die materialtechnischen Untersuchungen auf der Grundlage der bauaufsichtlich eingeführten Richtlinie für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen (Instandsetzungs-Richtlinie) des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) [1] umfassten materialtechnische Bauwerksuntersuchungen und Laboruntersuchungen an entnommenen Bauwerksproben. Die Bauwerksuntersuchungen erfolgten stichprobenartig an Bauteilflächen mit charakteristischem Schadens- und Erhaltungszustand, wobei ein Steigerfahrzeug zum Einsatz kam.

Die materialtechnischen Bauwerksuntersuchungen umfassten

- die visuelle Inspektion des vorgefundenen Schadenszustandes und Charakterisierung hinsichtlich Rissen, Hohlliegern, Abplatzungen, Korrosionserscheinungen, Ausblühungen u. a. einschließlich fotografischer Dokumentation
- Bestimmen der Karbonatisierungstiefe sowie der Betondeckung zerstörungsfrei
- Entnahme von Bohrmehlproben und Bohrkernproben sowie
- Dokumentation des Korrosionszustandes frei liegender bzw. frei gelegter Betonstabstähle.

An den entnommenen Bauwerksproben wurden im Labor

- lichtmikroskopische Gefügeuntersuchungen zur Porenstruktur durchgeführt,
- die Betondruckfestigkeiten an entnommenen Bohrkernproben nach DIN EN 12 390-3 bestimmt,
- Oberflächenzugfestigkeits- bzw. Abreißfestigkeitsprüfungen nach Instandsetzungs-Richtlinie [1] durchgeführt sowie
- Sulfat- und Chloridgehalte ermittelt.

4.3 Ermittlung der vorhandenen Restnutzungsdauer

Mit Hilfe der Quantilwerte der Betondeckung gemäß Abb. 5 und der Quantilwerte der Karbonatisierungstiefe kann unter Berücksichtigung des Wurzel-Zeit-Gesetzes der Zustand für die Expositionsklasse XC 4 prognostiziert werden. In Abb. 5 sind die empirischen Kurven des Karbonatisierungsverlaufs bezogen auf die Betondeckung wiedergegeben. Auf der Basis der Arbeiten von Gehlen, von Greve-Dierfeld u. a. [7, 8] ist im Entwurf der Instandhaltungs-Richtlinie [2] der Bemessungswert der Karbonatisierungstiefe für einen Zuverlässigkeitsindex β=1,5 die vorhandene Restnutzungsdauer zu bestimmen (siehe Abb. 6). Bei dem konkreten Beispiel wird festgestellt, dass – bezogen auf das 5%-Quantil der Betondeckung – zum Zeitpunkt der Ist-Zustandsaufnahme kein Abnutzungsvorrat mehr vorhanden war und damit keine Restnutzungsdauer mehr gegeben war.

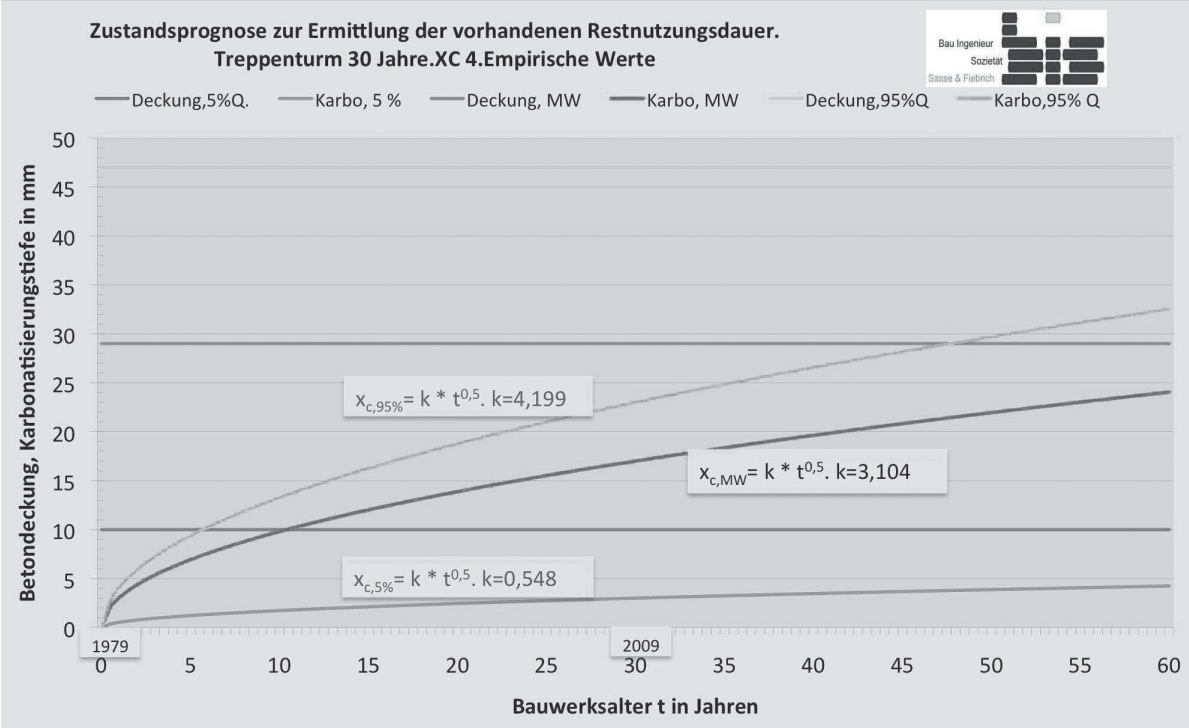


Abb. 5

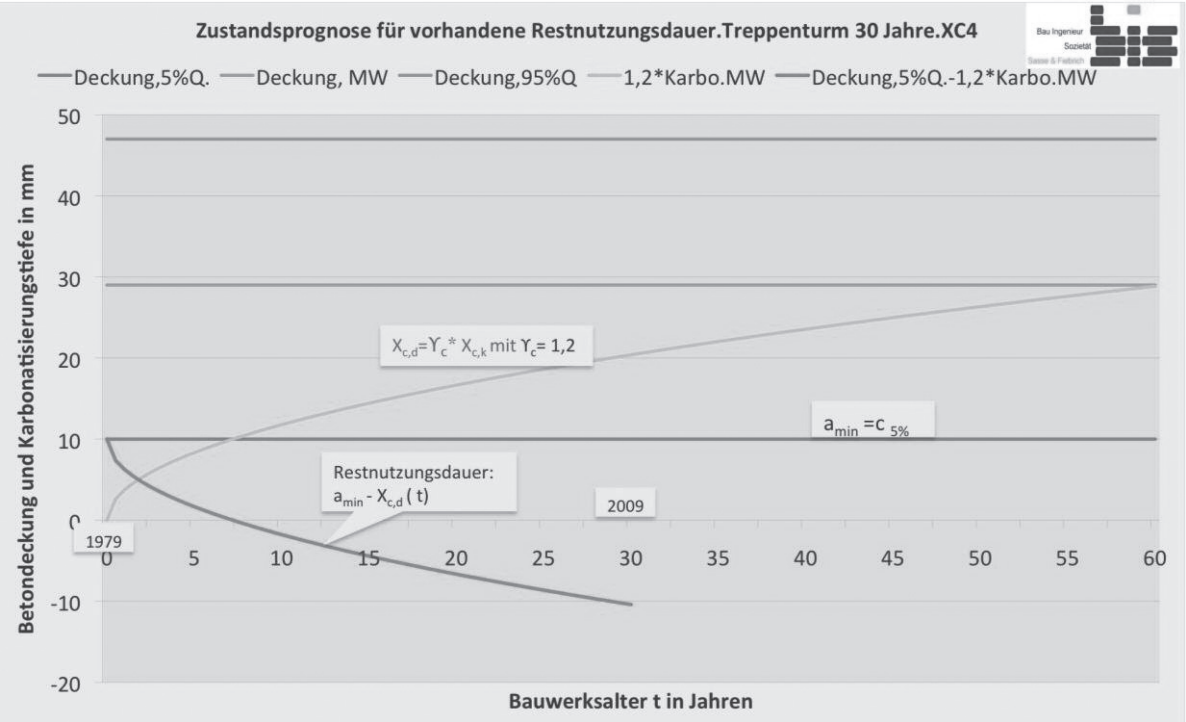


Abb. 6

4.4 Instandsetzungskonzept mit alternativen Instandsetzungsoptionen

4.4.1 Option 1: Instandsetzungsprinzip R1, vollflächige Realkalisierung (Tab. 3)

Tab. 3: Prinzip 7, Verfahren 4 entspricht dem Instandsetzungsprinzip R1 nach alter Richtlinie

Prinzipien	Geregelte Verfahren, die auf den Prinzipien beruhen
1	2
7. Erhalt oder Wiederherstellung der Passivität	7.1 Erhöhung der Betondeckung mit zusätzlichem Mörtel oder Beton
	7.2 Ersatz von schadstoffhaltigem oder karbonatisiertem Beton
	7.4 Realkalisierung von karbonatisiertem Beton durch Diffusion
	7.5 Elektrochemische Chloridextraktion
	7.6 Füllen von Rissen oder Hohlräumen
	7.7 Beschichtung[a]
	7.8 Örtliche Abdeckung von Rissen (Bandagen)
8. Erhöhung des elektrolytischen Widerstandes	8.1 Hydrophobierung
	8.3 Beschichtung
10. Kathodischer Schutz	10.1 Anlegen eines elektrischen Potenzials
[a] gegenüber DIN EN 1504-9 ergänztes Verfahren;	

4.4.2 Option 2: Instandsetzungsprinzip W (Abb. 7, 8)

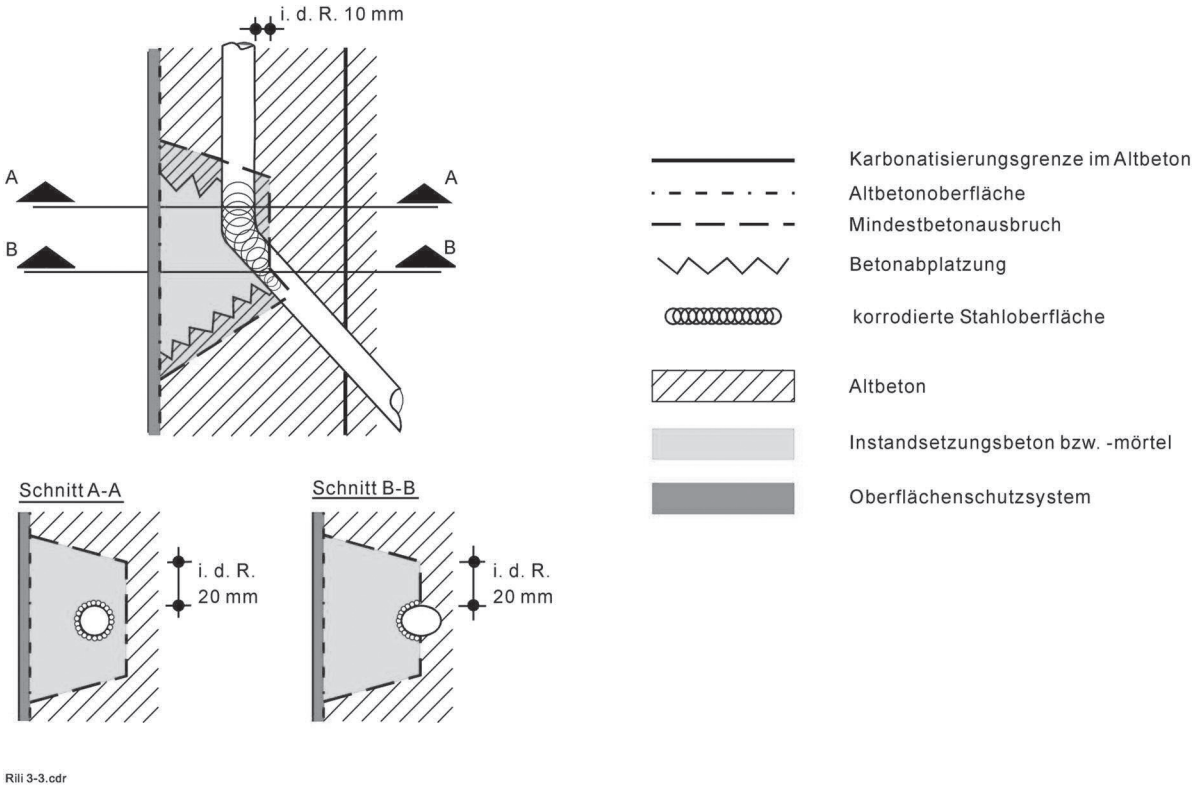


Abb. 7

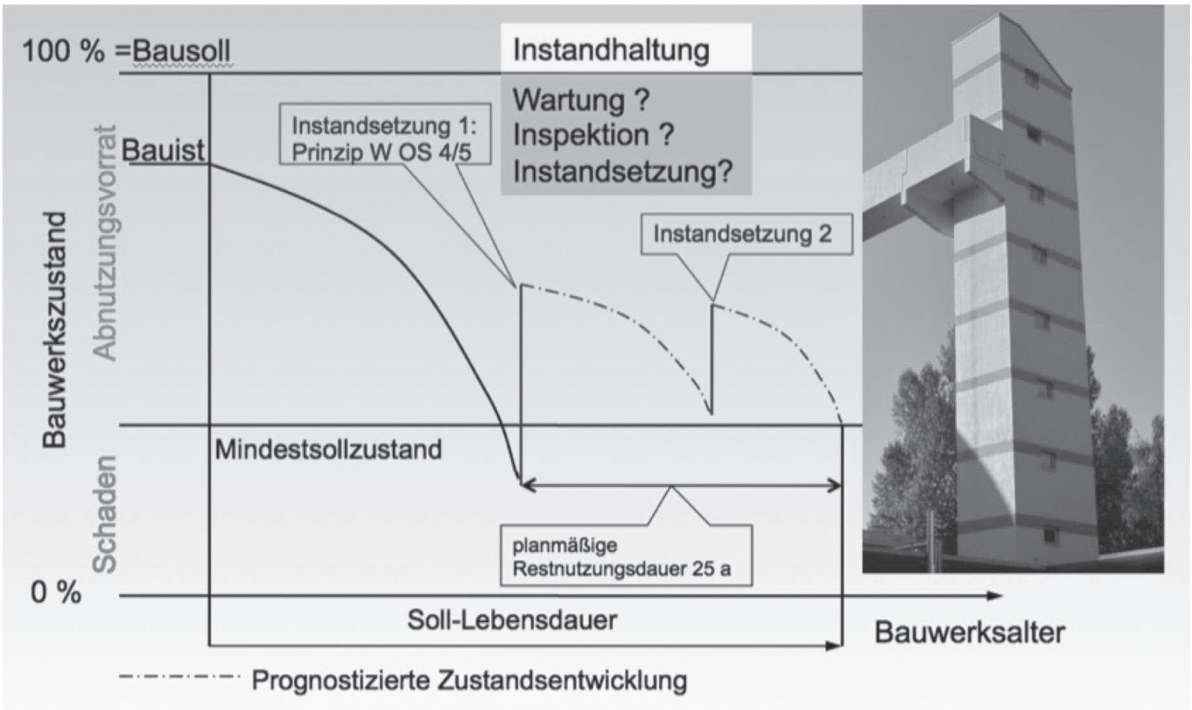


Abb. 8

4.5 Instandhaltungsplan

Die konkreten Inhalte des Instandhaltungsplans werden im Rahmen des Vortrags detailliert vorgestellt.

5 Literatur

[1] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Richtlinie für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen (Instandsetzungs-Richtlinie), Fassung 2001

[2] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Instandhaltung von Betonbauteilen (Instandhaltungs-Richtlinie), Entwurf 31.07.2015

[3] DIN EN 1504-9: 2008-11, Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken – Definitionen, Anforderungen, Qualitätsüberwachung und Beurteilung der Konformität – Teil 9: Allgemeine Grundsätze für die Anwendung von Produkten und Systemen

[4] Eurocode 0, DIN EN 1990: 2010-12, Grundlagen der Tragwerksplanung

[5] DIN 31 051: 2003-06, Grundlagen der Instandhaltung

[6] Verein Deutscher Zementwerke e. V.: Zement-Taschenbuch 2008, 51. Ausgabe, Düsseldorf, Verlag Bau+Technik GmbH 2008

[7] Gehlen, C.; Mayer, T.F.; Greve-Dierfeld, S.: in Betonkalender 2011: Lebensdauerbemessung

[8] Gehlen, C.: Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken - Zuverlässigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion, Heft 510 DAfStb, Beuth Berlin 2000

Autor

Dr.-Ing. Michael H. Fiebrich
Bauingenieursozietät Sasse + Fiebrich
Steppenbergallee 157
52074 Aachen

Instandsetzungsprinzip R in der Praxis

Claus Golar

Zusammenfassung
Das Instandsetzungsprinzip R stellt eine Variante dar, karbonatisierten Beton wieder alkalisch werden zu lassen, um den Schutz der Bewehrung vor Korrosion wieder herzustellen und somit in einem Stahlbetonbauwerk die Dauerhaftigkeit aufrecht zu erhalten. Im Folgenden Aufsatz wird zunächst kurz die Wirkungsweise beschrieben, dann geht der Verfasser kurz auf die Regulierung des Instandsetzungsprinzips in der Instandsetzungsrichtlinie des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton ein und gibt abschließend Instandsetzungsbeispiele für die Planung und Durchführung einer solchen Maßnahme.

1 Allgemeines

Das Instandsetzungsprinzip R ist eines von vier Instandsetzungsvarianten, die in der Instandsetzungsrichtlinie, Oktober 2001 des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton, Berlin beschrieben sind.

Geregelt ist das Instandsetzungsprinzip im Teil 1 der Richtlinie unter „Grundsätze für den Korrosionsschutz der Bewehrung, Punkt 6.2.1.

1.1 Instandsetzungsprinzip R

Nach Definition beruht das Prinzip auf der erneuten Bildung einer Passivschicht auf der Stahloberfläche der Bewehrung (Repassivierung) durch Auftragen von zementgebundenen Instandsetzungsstoffen.

Eine Beschichtung der Stahloberflache, die eine Repassivierung verhindert, darf nicht aufgebracht werden. [1]

Die Anwendung des Instandsetzungsprinzips R setzt eine Depassivierung der Bewehrung mit Bildung von Korrosion voraus, die ein Abplatzen der Betondeckung zur Folge hat.

Unter Depassivierung versteht man dabei die Auflösung der Passivschicht auf der Betonstahloberfläche; wodurch der Schutz der Bewehrung gegenüber Korrosion verloren geht.

Nachfolgend sind beispielhaft Fotos von Betonschäden dargestellt, die infolge Absprengung der Betondeckung aufgetreten sind.

Was wird im Stahlbetonbauteil eigentlich geschützt? Die Überschrift im Titel 6 der Instandsetzungsrichtlinie lautet: *Korrosionsschutz der Bewehrung.*

Abb. 1: Frei liegende Bewehrung an einem Unterzug

Abb. 2: Frei liegende Bewehrung in einer Betonwand

Abb. 3: Frei liegende Bewehrung, Fassade außen

Daraus geht bereits hervor, dass durch das Prinzip R primär die Stahlbewehrung im Bauteil geschützt werden soll. Als schadensauslösender Faktor ist hier Kohlendioxid (CO_2) zu nennen, das Bestandteil der Luft ist. CO_2 fügt dem Beton keine Schäden zu.

Durch den Eintrag von CO_2 wird jedoch ein chemischer Prozess ausgelöst, der im Fachjargon als „Karbonatisierung" bezeichnet wird:

$$CO_2 + Ca(OH)_2 \rightarrow CaCO_3 + H_2O \quad (1)$$

Durch die Karbonatisierung kommt es an der Betonoberfläche zunächst durch die Bildung von $CaCO_3$ (Kalk) zu einer Verdichtung im Beton, die eine Erhöhung der Festigkeit in der Betonrandzone mit sich bringt.

Im Zuge der chemischen Reaktion verliert der Beton seine ursprünglich hohe Alkalität mit pH-Werten > 12. Der pH-Wert sinkt durch die Karbonatisierung auf Werte um 9 ab.

Durch die fehlende Alkalität löst sich die Passivschicht an der Oberfläche der Bewehrung auf, so dass diese schließlich ungeschützt im Beton liegt. Dieser Effekt wird „Depassivierung" genannt.

Durch Korrosion der Bewehrung geht Querschnitt verloren, so dass mittel- bis langfristig eine Einschränkung der Dauerhaftigkeit vorliegt, die schließlich die Standsicherheit beeinträchtigt.

Neben der Beeinträchtigung der Standsicherheit liegt ebenso eine Gefährdung vor, wenn davon ausgegangen werden kann, dass Betonteile abstürzen und dabei Personen getroffen werden. Des Weiteren wird die Gebrauchstauglichkeit beeinträchtigt, wenn herabfallende Betonbauteile Sachbeschädigung, zum Beispiel an Pkw, hervorrufen.

Das Instandsetzungsprinzip R stellt eine Variante dar, das oben geschilderte Gefährdungspotenzial abzuwenden und die Dauerhaftigkeit wieder herzustellen.

Das Verfahren sieht vor, die vor Korrosion schützende Passivschicht auf der Betonstahloberfläche wieder herzustellen und somit den anodischen Prozess zu unterbinden.

Dies geschieht durch den Auftrag von Instandsetzungsmörtel auf der karbonatisierten Betonoberfläche.

Das Prinzip basiert auf der Realkalisierung des karbonatisierten Betons durch Auftragen von Instandsetzungsmörtel mit einem hohen pH-Wert.

Die hohe Konzentration von Alkalien im Porenwasser des frischen Betons bewirkt die Diffusion der Alkalien in den karbonatisierten Beton, so dass dieser wieder realkalisiert wird.

Dabei steigt der pH-Wert wieder auf Werte um > 12 an → Wiederherstellung des alkalischen Milieus.

2 Wirkungsweise Repassivierung

2.1 Theorie

Calciumoxid, als Ausgangsstoff im Zement, reagiert mit Wasser zu Calciumhydroxid $Ca(CO)_2$:

$$CaO + H_2O \rightarrow Ca(OH)_2 \quad (2)$$

Calciumhydroxid ist ein Hydroxid, das Hydroxid-Ionen (OH^-) als Anionen enthält. Es handelt sich hierbei um ein Metallhydroxid. Lösliche Hydroxide bilden in Verbindung mit Wasser stark alkalische Lösungen (Laugen). Der pH−Wert des Hydroxids $Ca(OH)_2$ liegt im Bereich pH-Wert 12,4 – 13,9. Das Porenwasser des frischen Betons ist eine gesättigte, stark basisch wirkende $Ca(OH)_2$-Lösung.

Wegen der hohen Konzentration an OH^--Ionen wandern diese infolge von Diffusion in den karbonatisierten Beton, der kaum noch OH^--Ionen enthält und somit nicht basisch ist. Durch die Migration der OH^--Ionen wird die Konzentration so stark erhöht, dass eine Realkalisierung im karbonatisierten Beton stattfindet. Bedingt durch die Realkalisierung bildet sich an der Stahloberfläche erneut eine Passivschicht aus, die den Stahl vor Korrosion schützt. Die Stahloberfläche repassiviert.

Der Ablauf der Repassivierungsmaßnahmen ist in den Abb. 4 bis 7 dargestellt und werden nachfolgend beschrieben.

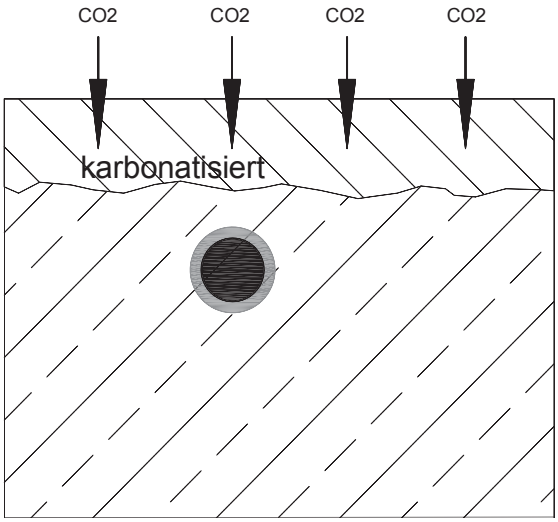


Abb. 4: Eintrag CO_2 in den Beton

CO_2 aus der Luft dringt über Kapillarporen ins Betongefüge ein und löst die Karbonatisierung aus (Abb. 4). Die Bewehrung liegt zunächst noch in alkalischem Milieu und ist durch die Passivschicht (grün dargestellt) vor Korrosion geschützt.

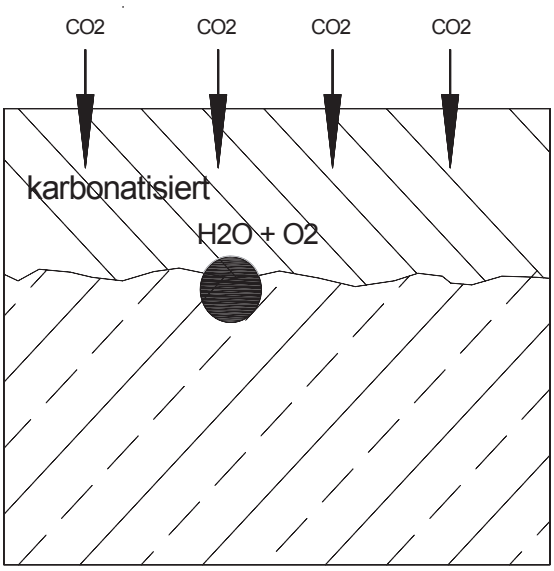


Abb. 5: Die Karbonatisierungsfront verschiebt sich

Gelangen CO_2-Moleküle bis an die Bewehrung, karbonatisiert der Beton in der Umgebung der Bewehrung, so dass es zur Depassivierung der Bewehrung kommt (siehe Abb. 5).

Bei der Reaktion mit Wasser und Sauerstoff korrodiert der Bewehrungsstab. Durch die Volumenzunahme der Korrosionsprodukte entsteht ein Sprengdruck.

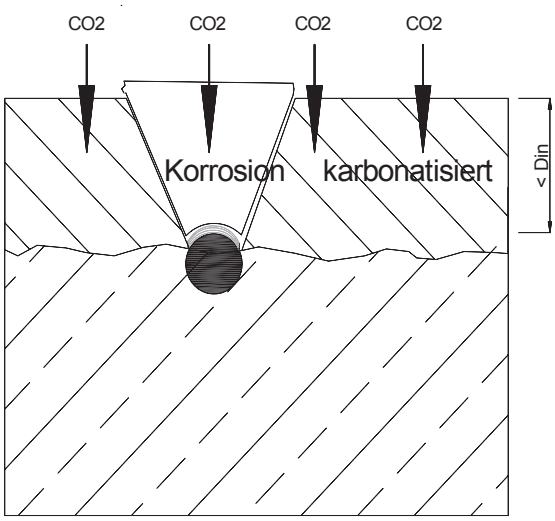


Abb. 6: Stahloberfläche depassiviert:
→ Korrosionsbildung

Zunächst treten dabei an der Oberfläche kleine Risse auf (siehe Abb. 6). In der Folge bricht schließlich die Betondeckung über der korrodierten Bewehrung komplett ab und die korrodierte Bewehrung liegt ungeschützt an der Oberfläche.

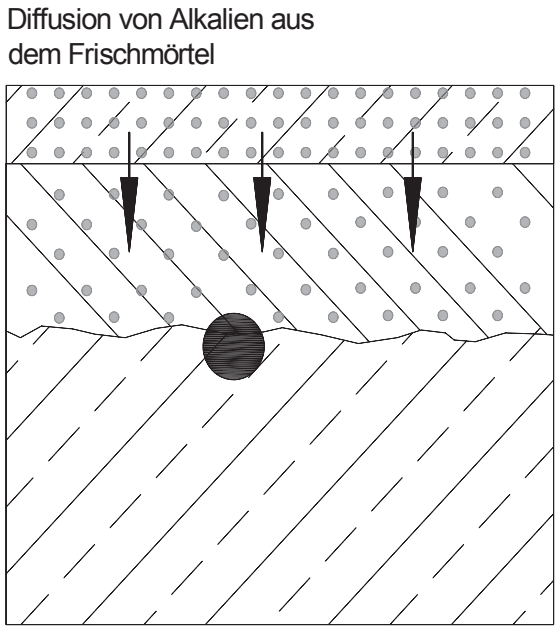


Abb. 7: Diffusion von OH^--Anionen

Im Zuge der Instandsetzung mit dem Prinzip R wird frischer Mörtel auf den karbonatisierten Beton aufgetragen. Aus der hohen Konzentration von Alkalien im Porenwasser diffundieren Alkalien in den karbonatisierten Beton und heben dort die Alkalität auf pH-Werte um 12 an, so dass sich an der Bewehrung erneut eine Passivschicht bilden kann (siehe Abb. 7).

Man spricht hier von einer „Repassivierung".

Die Passivschicht (grün dargestellt) schützt schließlich wieder die Bewehrung vor Korrosion, so dass insgesamt die Dauerhaftigkeit des Bauteils wieder vorliegt.

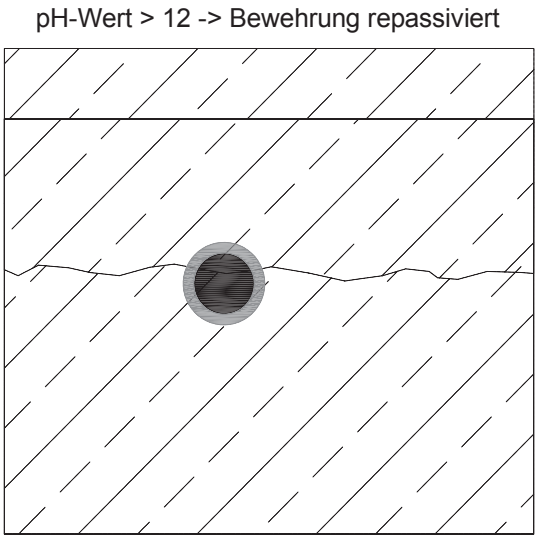


Abb. 8: Bewehrung ist repassiviert

2.2 Unterscheidung der Instandsetzungsprinzipien

Unterschieden wird das Instandsetzungsprinzip R nach den Grundsatzlösungen R1 (Realkalisierung mit alkalischem Beton in flächigem Auftrag) und R2 (gezielte Ausbesserung mit alkalischem Beton).

R1: Realkalisierung durch flächigen Auftrag von alkalischem Beton bzw. Mörtel (6.4.2.2 Instandsetzungsrichtlinie)

Die Schutzwirkung wird dadurch erzielt, dass über den instand zu setzenden Bereich die gesamte Betonoberfläche mit einem zementgebundenem Beton oder Mörtel überzogen wird.

Das Prinzip sieht vor, dass hoch alkalischer (frischer) Beton oder Mörtel (Instandsetzungsmörtel) flächig aufgetragen wird und der pH-Wert im benachbarten, karbonatisiertem Beton angehoben wird, so dass wieder ein alkalisches Milieu vorliegt.

Das Ziel des Instandsetzungsprinzips ist, dass eine erneute Depassivierung der Stahloberfläche für die angestrebte Restnutzungsdauer ausgeschlossen werden kann.

Darstellung der Instandsetzung nach Instandsetzungsrichtlinie [1]

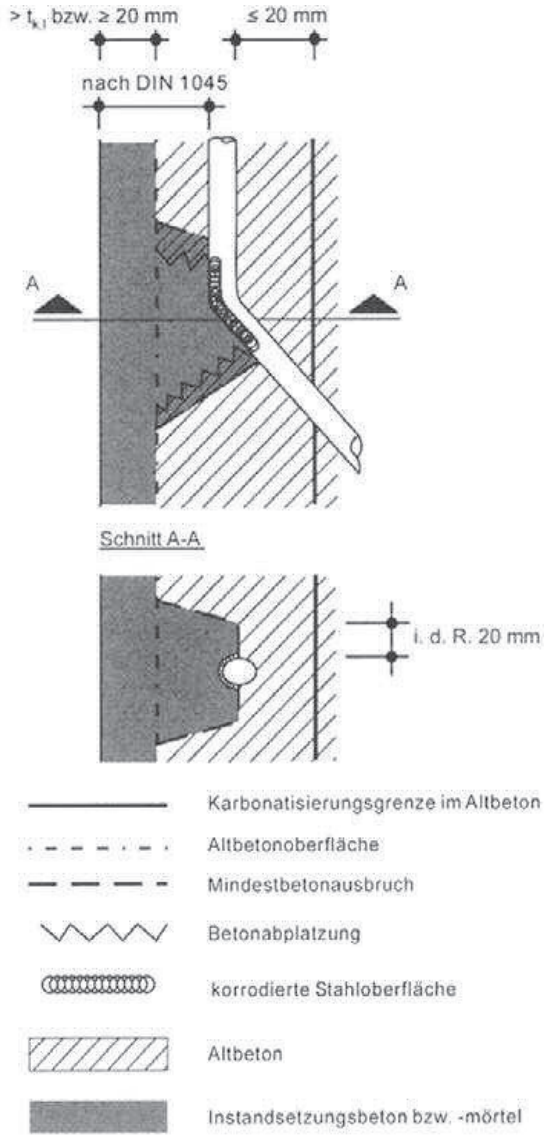


Abb. 9

Bei dieser Variante sind folgende Anforderungen zu berücksichtigen:

- Karbonatiserungsgrenze hinter der Bewehrung ≤ 20 mm
- Auftrag Instandsetzungsmörtel mindestens 20 mm
- Betondeckung nach DIN 1045
- Die Bewehrung darf nicht beschichtet werden (vgl. Instandsetzungsprinzip C der Instandsetzungsrichtlinie)

R2: Örtliche Ausbesserung mit alkalischem Beton bzw. Mörtel (6.4.2.3 Instandsetzungsrichtlinie)

Darstellung der Instandsetzung nach Instandsetzungsrichtlinie [1]

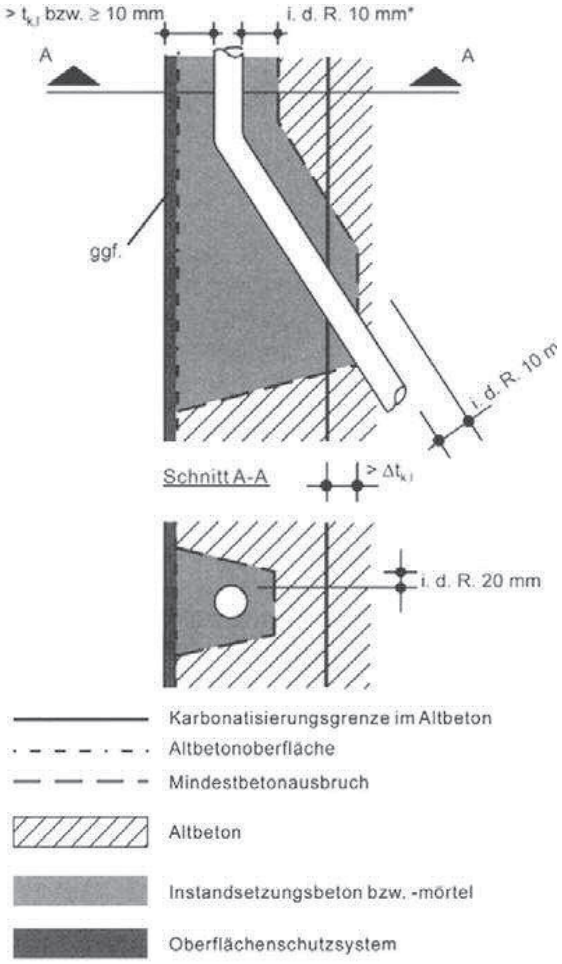


Abb. 10

Bei diesem Verfahren wird lediglich eine lokale Instandsetzung vorgenommen.

Zur Verbesserung des Karbonatisierungswiderstandes empfiehlt es sich, die gesamte Betonfläche mit einem Oberflächenschutzsystem zu beschichten.

Hierbei sind folgende Anforderungen zu berücksichtigen:

- Betonausbruch hinter der Bewehrung i.d.R. 10 mm (kann 0 sein, wenn Betondeckung ≥ 20 mm
- Betondeckung ≥ 10 mm
- Die Bewehrung darf nicht beschichtet werden (vgl. Instandsetzungsprinzip C der Instandsetzungsrichtlinie)
- Auftrag Oberflächenschutzsystem

Als Zement für Instandsetzungsmörtel bzw. -beton soll Portlandzement (CEM I nach DIN EN 197-1) verwendet werden.

3 Wahl eines Instandsetzungsprinzips

Nachfolgend werden Voraussetzungen aufgeführt, unter denen die Anwendung des Prinzips R sinnvoll und erfolgversprechend ist bzw. diskutiert welche Indikatoren gegen die Anwendung von Prinzip R sprechen.

Die Wahl eines geeigneten Instandsetzungsprinzips stellt die Hauptaufgabe des sachkundigen Planers dar. Sie ist abhängig von der Schadensursache und vom vorliegenden Schadensumfang.

Nicht jedes Instandsetzungsprinzip bringt dabei den gewünschten Erfolg. Das Instandsetzungskonzept ist auf die jeweiligen Umstände „maßzuschneidern".

Die Instandsetzung mit dem Prinzip R ist dann sinnvoll anwendbar, wenn an einem instand zu setzenden Bauteil insgesamt eine geringe Betondeckung vorliegt (vgl. Bild 2 und 3). Die schadensauslösende Ursache ist auf Karbonatisierung infolge des Eindringens von CO_2 zurück zu führen. Die Bewehrung sollte möglichst noch intakt sein, d. h. Querschnittsverluste, die eine standsicherheitsrelavante Einschränkung bedeuten, sollten nicht vorliegen.

Das Prinzip ist besonders dann anzuwenden, wenn Belange des Brandschutzes mit Anforderungen an die Betondeckung einzuhalten sind.

Wann ist eine Instandsetzung nach dem Prinzip R nicht sinnvoll oder bedingt einsetzbar?

Der Auftrag von Instandsetzungsmörtel stellt unter Umständen eine Erhöhung von Lasten dar. Dadurch können Gesamtlasten entstehen, für die das bestehende Traggerüst nicht ausgelegt ist. Damit verbundene zusätzliche Ertüchtigungsmaßnahmen können erhöhte Mehrkosten nach sich ziehen, die das Budget möglicherweise sprengen.

Ist die Depassivierung an der Stahlbetonoberfläche auf die Einwirkung von Chloriden zurückzuführen, ist die Repassivierung mit Auftrag einer Dickbeschichtung nur anwendbar, wenn vorab Beton abgebrochen wird, bei dem der maßgebende, korrosionsauslösende Chloridgehalt überschritten ist. Dieser wird in der Instandsetzungsrichtlinie Rili- SIB [1] als Grenzwert mit 0,5 M.-%, bezogen auf den Zement, angegeben.

Voraussetzung ist, dass durch den Auftrag von alkalischem Instandsetzungsmörtel sichergestellt wird, dass kein weiteres Chlorid in den Altbeton gelangen kann. Um dies zielsicher zu erreichen, muss in der Regel eine filmbildende Beschichtung auf die Betonoberfläche aufgebracht werden.

In der Instandsetzungsrichtlinie sind für diese Anwendung die Instandsetzungsprinzipien R1-Cl und R2-Cl definiert.

Das Prinzip R 2 wird nur örtlich begrenzt eingesetzt. Nachteilig ist hierbei, dass es schwierig ist, diese Stellen im Zuge der Voruntersuchung einzugrenzen.

Mit dem Phenolphthalein-Test lässt sich zwar relativ einfach die Karbonatisierungstiefe bestimmen, die Anzahl der Prüfungen muss jedoch sehr hoch sein, um ein repräsentatives Bild des Schädigungsgrades zu erhalten. Aus diesem Grund ist in dem Instandsetzungsprinzip auch die Empfehlung des Auftrags einer Beschichtung herzuleiten.

Allgemein Möglichkeiten zur Instandsetzung:

Das Verfahren der Instandsetzung durch Realkalisierung wird unter Experten in Frage gestellt bzw. die Zuverlässigkeit wird angezweifelt. Der karbonatisierte Beton wird zwar realkalisiert, jedoch wird der Korrosionsschutz der Bewehrung erfahrungsgemäß nicht zuverlässig erreicht. [2]

Die Betonrandzone weist ein dichtes Gefüge auf. Dadurch wird der Transport der OH^--Ionen behindert. Zudem ist im frischen Beton die Menge an Porenwasser oft unzureichend, so dass der Transport an OH^--Ionen versiegt, bevor die Realkalisierung abgeschlossen ist.

Oftmals muss der Beton mit einem hohen Anteil an OH^--Ionen mittels tränken nachträglich beaufschlagt werden, um den Erfolg sicher zu stellen. [2]

4 Anwendungsbeispiele

4.1 Beispiel 1: Brücke: in Planung mit dem Instandsetzungsprinzip R1

Abb. 11

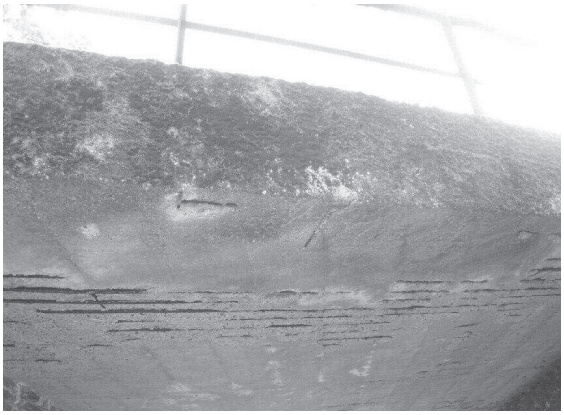


Abb. 12

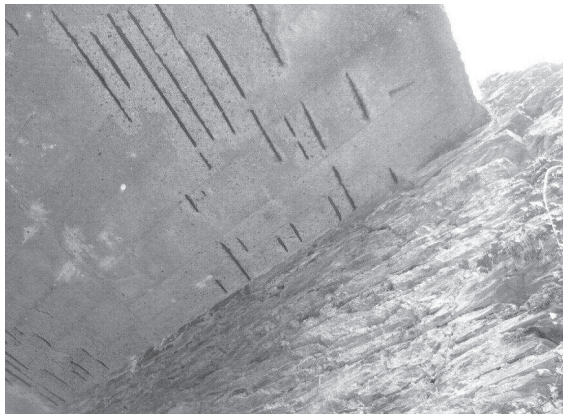


Abb. 13

Diagnostik:

Zur Prüfung des Ist-Zustandes wurden die folgenden materialtechnologischen Untersuchungen durchgeführt.

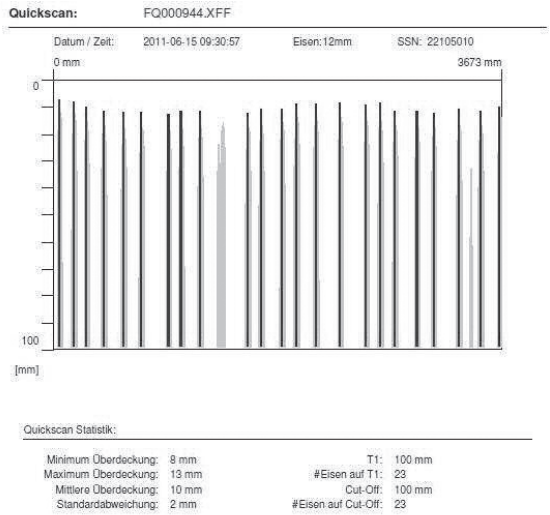


Abb. 14

Die minimale Betondeckung lag bei 8 mm, Mittelwert 10 mm. Bei der Sichtprüfung vor Ort konnten frei liegende Bewehrungsstäbe festgestellt werden: „0"- Deckung.

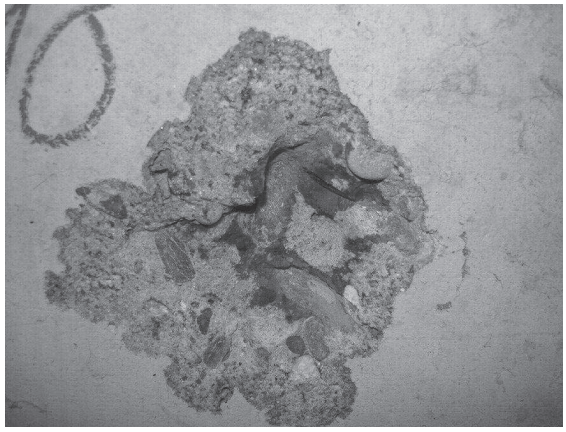


Abb. 15

Die Prüfung der Karbonatisierungstiefe erfolgte durch Besprühen einer gestemmten Ausbruchstelle mit einer Indikatorflüssigkeit (Phenolphthalein) und dem anschließenden Messen des Farbumschlags (magenta = nicht karbonatisierter Beton) im Beton.

Ergebnisse der Voruntersuchung:

An der Brückenunterseite zeichnet sich flächig frei liegende Bewehrung ab. Die Betondeckung liegt teilweise unter 10 mm. Die Karbonatisierungstiefe im Beton liegt. Bei ca. 20 – 25 mm (siehe Abb. 16, 17).

Die Druckfestigkeit liegt bei ~ C20/25. Die Bewehrung weist starke Korrosion auf, es liegen bereits Querschnittsverluste vor.

Der Instandsetzungsplan sieht die Grundsatzlösung R 1, flächige Repassivierung vor.

- Stemmen von nicht festem Gefüge, sowie freilegen der korrodierten Bewehrung.
- Entrosten der Bewehrung durch Sandstrahlen auf den Entrostungsgrad SA 2.
- Einkleben/Einbringen von Zusatzbewehrung (Matten), um den fehlenden Bewehrungsquerschnitt auszugleichen
- Aufbringen von Instandsetzungsmörtel/-beton unter Berücksichtigung der Anforderungen an die Betondeckung nach DIN 1045 und an die Betongüte nach DIN EN 206.

Die Instandsetzungsmaßnahme ist noch in der Planung und wurde bisher noch nicht umgesetzt.

4.2 Beispiel 2:

Instand zu setzen war ein Kaufhaus in Stahlbetonskelettbauweise. Das Gebäude wurde in den 1920er Jahren errichtet (siehe Abb. 19).

Im Wesentlichen lagen Stützen, Unterzüge und Decken mit großflächigem Abbruch der Betondeckung über korrodierter Bewehrung vor.

Aus den Untersuchungen, die vorab von einem externen Prüflabor vorgenommen wurden, ging hervor, dass der Beton relativ große Karbonatisierungstiefen bis in Tiefenlagen von 2-3 cm aufwies. Die Betondeckung war in Teilbereichen weniger als 1,5 cm dick.

Großflächig lag die Bewehrung bereits komplett frei, wie in Abb. 17 deutlich dargestellt ist.

Abb. 16

Abb. 17

Abb. 18: Mineralischer Korrosionsschutz nur bei örtlicher Instandsetzung mit Entrostung SA 2 ½

Das Instandsetzungskonzept sah die folgenden Schritte vor:

- Stemmen von nicht festem Gefüge, sowie freilegen der korrodierten Bewehrung.
- Entrosten der Bewehrung durch Sandstrahlen auf den Entrostungsgrad SA 2
- Einkleben/Einbringen von Zusatzbewehrung (Matten), um den fehlenden Bewehrungsquerschnitt auszugleichen
- Aufbringen von Instandsetzungsmörtel/-beton unter Berücksichtigung der Anforderungen an die Betondeckung nach DIN 1045.

Abb. 19

Nach Reprofilierung wurde die Oberfläche mit einem Kalkzementputz versehen, um Anforderungen an die Oberfläche gemäß „Q 4“ zu erhalten. Dieser ist stark alkalisch und behindert nicht den vorgesehen Prozess der Realkalisierung.

5 Literatur

[1] Instandsetzungsrichtlinie – Rili- SIB – Oktober 2001; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin

[2] Schröder, M e.a.: Rieche, G; Schutz und Instandsetzung von Stahlbeton, Anleitung zur sachkundigen Planung und Ausführung, expert Verlag

Autor

Dipl.-Ing. Claus Golar
Ingenieure Hannes Fiala & Claus Golar
Königsberger Straße 6
65830 Kriftel

Instandsetzungsprinzip W in der Praxis

Ingo Lindemann

Zusammenfassung

Derzeit werden Stahlbetonbauteile häufig nach Instandsetzungsarbeiten beschichtet. Die Beschichtungen haben neben der Farbgebung u. a. die Funktionen, Wasser und Schadstoffe vom Stahlbeton fern zu halten, so dass der Beton langfristig zu seiner Ausgleichsfeuchte abtrocknet. Da trockener Beton nur noch geringe Leitfähigkeit besitzt ist mit der Beschichtung ein Korrosionsschutz verbunden, das Prinzip W. Wir treffen es an frei bewitterten Bauteilen wie Fassaden, Brückenuntersichten und Stützen aber auch in Parkhäusern und Tiefgaragen an. Liegt carbonatisierungsinduzierte Korrosion vor, so muss i. d. R. nur darauf geachtet werden, dass kein weiterer Wasserzutritt in den Beton mehr möglich ist, bei chloridinduzierter Korrosion sind umfangreichere Maßnahmen wie Probesanierung und Monitoring aber auch Chloridreduzierung empfehlenswert. Kombinationen von Instandsetzungsprinzipien sind möglich. Um die Dauerhaftigkeit und Funktionstüchtigkeit der Beschichtungen sicherzustellen, müssen sie regelmäßig inspiziert werden und bei Schädigungen zeitnah instandgesetzt werden.

1 Allgemeines

Die Richtlinie für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen (Instandsetzungsrichtlinie) [1] des deutschen Ausschusses für Stahlbeton bietet 4 Prinzipien für die Instandsetzung von Stahlbeton an. Sie betreffen allesamt den Korrosionsschutz der Bewehrung. Dabei findet das dort beschriebene Prinzip W, dauerhafte Absenkung des Wassergehaltes im Beton zur Erhöhung des elektrischen Widerstandes des Betons die größte Anwendung in der Praxis. Das Prinzip beinhaltet immer einen Oberflächenschutz, der zukünftig den Wasserzutritt von außen verhindern soll und das Austrocknen des Betons durch Diffusion ermöglichen soll.

Die DIN EN 1504 führt im Teil 9 [2] ebenfalls das Korrosionsschutzprinzip „Erhöhung des elektrischen Widerstandes" auf – hier als Prinzip 8 – und lässt im Anhang A neben dem Beschichten auch andere Verfahren wie Vorsatzschale oder Wärmedämmung jedoch mit Einschränkungen zu.

Es wird unterschieden in Korrosion infolge von Carbonatisierung und infolge von Chloridbelastung, so dass sich daraus teilweise unterschiedliche Anforderungen an die Vorgehensweisen der Schutzmaßnahme und an die Instandsetzungssysteme ergeben. Korrosion infolge von Carbonatisierung finden wir im Wesentlichen an den frei bewitterten Bauteilen wie Fassaden und Balkonen an nahezu allen Hochbauten sowie an Brücken. Chloridbelastete Bauteile sind dagegen häufig an Sockeln neben Geh- und Fahrwegen, an Straßenbrücken, in Straßentunneln und in Parkhäusern und Tiefgaragen anzutreffen. An allen genannten Bauwerken kann ein Korrosionsschutzprinzip das Prinzip W sein.

Im Folgenden werden Beispiele aus der Fassaden und der Tiefgarageninstandsetzung vorgestellt, an denen die Umsetzung des Prinzips W vorgestellt wird.

2 Erläuterung des Prinzips W

2.1 Korrosionsursachen

Die Bewehrung in einem jungen Beton ist üblicherweise aufgrund des hohen pH-Wertes in der Porenlösung natürlich geschützt. Mit dem Eindringen von Kohlendioxid aus der Umgebungsluft in den Beton werden die alkalischen Bestandteile in der Porenlösung in Carbonate umgewandelt, wodurch der pH-Wert sinkt. Dieser Prozess beginnt an der Betonoberfläche und setzt sich je nach Dichtigkeit des Betons unterschiedlich schnell fort. Erreicht die Carbonatisierungsfront die Bewehrung, wird die Schutzschicht des Stahls depassiviert, also wirkungslos, so dass der Stahl korrosionsbereit ist. Kommen nun Sauerstoff und Wasser an die Bewehrung, kann die Korrosion beginnen.

Alternativ kann die Schutzschicht des Bewehrungsstahls auch durch Zutritt von Chloriden in kritischer Menge zerstört werden. Gleichzeitig erhöhen die Chloride im Beton dessen Leitfähigkeit.

2.2 Korrosionsschutz durch Reduzierung der Leitfähigkeit

Bei aktiver Korrosion von Bewehrung im Beton fließt in dem Stahl Strom, vergleichbar mit dem Vorgang in einer Batterie. Diese Ströme sind deutlich messbar. Um den Kreislauf des Stromflusses sicherzustellen, müssen die an der Kathode freigesetzten OH^--Ionen über das feuchte Porensystem des Betons zur Anode wandern. Der feuchte Beton bildet somit den für den

Korrosionsstrom erforderlichen Elektrolyten. Wird die Feuchtigkeit im Beton abgesenkt – durch Schutz vor weiterem Wasserzutritt und durch die Möglichkeit des Austrocknens – nimmt die Leitfähigkeit des Betons ab und der Stromfluss wird reduziert.

Ziel ist es, dass die Spannung und der Stromfluss derartig reduziert werden, dass die Korrosion auf unschädliche Abtragsraten reduziert wird oder sogar zum Erliegen kommt. Abb. 1 zeigt vereinfacht den Ansatz für das Prinzip W.

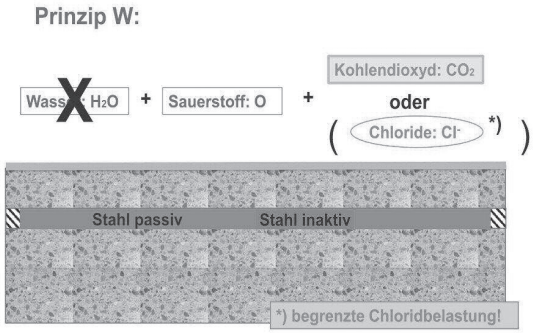


Abb. 1: Prinzip W: Reduzierung des Wassergehalts

Bei carbonatisierungsinduzierter Korrosion ist daher sicherzustellen, dass kein erneuter Wasserzutritt z. B. in Form von rückwärtiger Durchfeuchtung oder z. B. durch Trennrissen bei wasserbelasteten weißen Wannen möglich ist und dass das aufzubringende Beschichtungssystem genügend flüssigkeitsdicht ist. Darüber hinaus sollte das Beschichtungssystem ausreichend wasserdampfdurchlässig sein, damit die Feuchtigkeit aus dem Beton entweichen kann. Es werden in der Instandsetzungsrichtlinie [1] keine gesicherten Grenzwerte eines kritischen Wassergehaltes angegeben.

Liegt bereits eine Chloridbelastung des Betons vor, so muss geprüft werden, ob ein Austrocknen infolge des hygroskopischen Verhaltens des Salzes überhaupt noch realisierbar ist. Die Instandsetzungsrichtlinie [1] empfiehlt hier dringend eine Probeinstandsetzung an Referenzflächen bzw. -bauteilen vor Ausführung der Instandsetzungsmaßnahme, um die Wirksamkeit der Maßnahme zu beobachten und zu prüfen.

2.3 Vorgehen beim klassischen Instandsetzungsprinzip W

Die Instandsetzungsrichtlinie hat für die jeweiligen Instandsetzungsprinzipien die Schemata für die grundsätzlichen Lösungen aufgeführt. Abb. 2 entspricht der Grundsatzlösung W der Instandsetzungsrichtlinie.

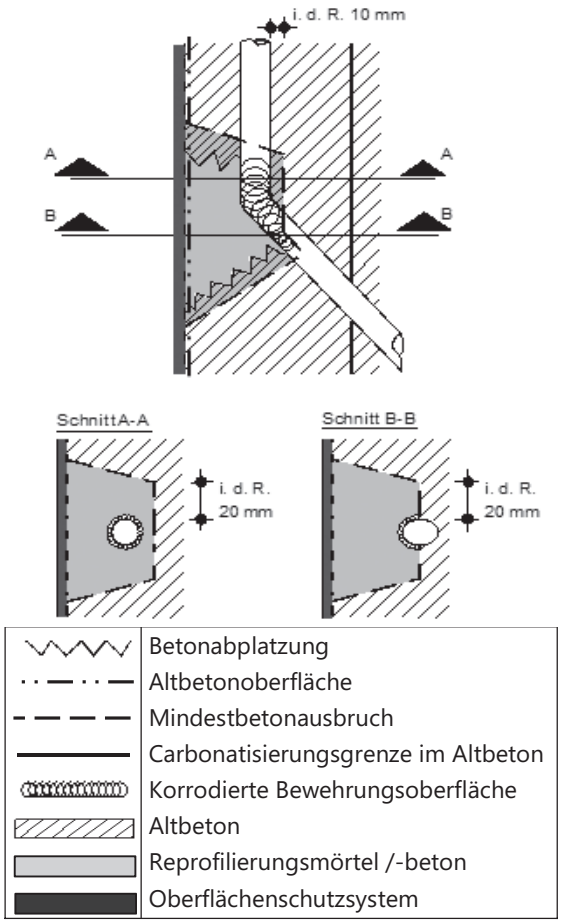


Abb. 2: Grundsatzlösung W (Schema) aus der Instandsetzungsrichtlinie [1]

Sofern bereits korrodierte Bewehrung mit Betonhohllagen oder -abplatzungen vorliegt, muss der Beton bis zum korrosionsfreien Bereich des Stahls abgetragen werden. Liegt die Korrosion nur an der der Betonoberfläche zugewandten Abwicklungshälfte vor, soll der Beton nur seitlich „in ausreichendem Umfang" entfernt werden. Ist der Stahlumfang weiter geschädigt, muss die Bewehrung rings herum derart freigelegt werden, dass der lose Rost entfernt und der Instandsetzungsmörtel/-beton sicher eingebaut werden kann.

Es dürfen alle Instandsetzungsbetone/-mörtel eingebaut werden, die dem Teil 2, Abschnitt 4 der Instandsetzungsrichtlinie genügen. Hinsichtlich der Festigkeit gilt nur die Vorgabe, dass das aufzubringende Oberflächensystem genügend Halt findet muss.

Für das Prinzip W bei Chloridbelastung (Prinzip W-CL) soll in dem Schema der Abb. 2 die Carbonatisierungsgrenze im Altbeton durch die Grenze mit dem korrosionsauslösenden Chloridgehalt ersetzt werden.

2.4 Auswahl der Beschichtungssysteme

Für den Oberflächenschutz dürfen nur Beschichtungssysteme eingesetzt werden, die nach der Instandsetzungsrichtlinie [1] Teil 2, Abschnitt 5 als geeignet eingestuft werden – vgl. Tab. 1. Die Anforderungen an die Beschichtungssysteme sind der Tab. 5.1 aus Teil 2 Abschnitt 5 zu entnehmen.

Tab. 1: Beschichtungssysteme nach Instandsetzungsrichtlinie Teil 2, Abschnitt 5 für das Prinzip W

Systembezeichnung	OS 4 (OS C)	OS 5a (OS DII) OS 5b (OS DI)	OS 8	OS 10 (TL/TP-BEL-B3)	OS 11 (OS F)	OS 13
Eigenschaften	Reduzierung der Wasseraufnahme		Verhinderung der Wasseraufnahme			
Flächen	nicht begeh- und befahrbar		begeh- und befahrbar			
Rissüberbrückung	-	+	-	+	+	((+))

Mit Einführung der DIN EN 1504, Teil 2 [3] müssen die verwendeten Produkt eine CE-Kennzeichnung aufweisen, DIN V 18026 [4] stellt den Lückenschluss zwischen den Anforderungen der Instandsetzungsrichtlinie und der DIN EN 1504, Teil 2 her.

Für das Prinzip W sind vorrangig die Eigenschaften wasserdicht und bei erhöhter Restfeuchtigkeit im Beton möglichst dampfdiffusionsoffen wichtig. Außerdem ist zu berücksichtigen, dass ein trockener Beton deutlich CO_2-durchlässiger ist als ein feuchter oder wassergesättigter. Daher sollte die Beschichtung auch eine CO_2-bremsende Wirkung haben. Für die Anwendung müssen jedoch zusätzliche Expositionen berücksichtigt werden, damit das Beschichtungssystem auch dauerhaft funktioniert, wie z. B. mechanischer Abrieb infolge der Nutzung oder Rissüberbrückungsfähigkeit. Nur bei dauerhafter Funktionstüchtigkeit des Oberflächenschutzsystems kann auch das Prinzip W funktionieren.

2.5 Varianten zur Erreichung des Ziels Feuchtereduzierung

In der bereits genannten DIN EN 1504, Teil 9 [2] ist ebenfalls das Korrosionsschutzprinzip „Erhöhung des elektrischen Widerstandes" aufgeführt – hier als Prinzip 8 – und lässt im Anhang A neben dem Beschichten auch andere Verfahren wie Vorsatzschale oder Wärmedämmung jedoch mit Einschränkungen zu. Insbesondere bei einem auf den Beton aufgebrachten Wärmedämmverbundsystem ist darauf zu achten, dass kein Wasser hinter die Dämmung dringt. Daher ist besonders auf dichte Detailausbildungen z. B. an Fenstern und Fugen zu achten.

Auch eine Vorsatzschale muss so konstruiert und montiert werden, dass eine Hinterläufigkeit z. B. durch Schlagregen ausgeschlossen werden kann.

2.6 Kombination von Instandsetzungsprinzipien

Grundsätzlich sollen die in der Instandsetzungsrichtlinie genannten Instandsetzungsprinzipien für sich alleine einen ausreichenden Korrosionsschutz für die Bewehrung bieten. Dennoch werden z. B. in Ergänzung zum Prinzip R häufig Beschichtungen verwendet, die neben dem Schutz vor eindringendem Kohlendioxid auch das Eindringen von flüssigem Wasser in den Untergrund verhindert. Zum Beispiel kann es bei dem Prinzip R1 – flächige Realkalisierung – möglich sein, dass die örtlichen Verhältnisse die notwendige Schichtstärke des Realkalisierungsmörtels nicht zulassen, so dass zudem ein Oberflächenschutzsystem gewählt wird, das zunächst als Carbonatisierungsbremse wirkt und somit die Alkalität der Mörtellage länger erhält, aber zusätzlich die Wasseraufnahme reduziert und somit auch die Wirkung des Prinzips W gegeben ist.

In dem letzten Praxisbeispiel wird eine Kombination aus Chloridentzug mit dem Prinzip W vorgestellt. Hier hätte der Chloridgehalt im Beton ohne Behandlung deutlich über dem als kritisch geltenden Wert von 0,5 M.-% bezogen auf das Zementgewicht gelegen, so dass damit gerechnet werden musste, dass das Prinzip W-CL mit einer Beschichtung alleine nicht funktioniert hätte.

3 Beispiele aus der Praxis

3.1 Kirche mit Betonfassade und Betonfenstern

Die Kirche wurde 1968 in Pfosten- und Riegelbauweise aus Stahlbeton in Sichtbetonqualität fertiggestellt. Die Ausfachungen bildeten künstlerische Stahlbetonfenster, dabei waren die Rahmen aus Stahlbeton und die Füllungen aus mosaikähnlichen Glaselementen, deren Zwischenräume mit Feinbeton ausgegossen waren. Abb. 3 zeigt eine Eckansicht des Bauwerks.

Nach ca. 35 Jahre wiesen sowohl Feinbeton als auch Stahlbeton Risse und Betonabplatzungen auf. Die Bewehrung war korrodiert. Korrosionsschäden zeigten sich auch an den Betonriegeln und an der Strukturfassade, siehe Abb. 4 und 5. Ursache waren die geringe Betondeckung und die Carbonatisierung des Betons, die die Bewehrung erreicht hatte.

Abb. 3: Kirche vor der Instandsetzung

Abb. 4: Korrodierte Bewehrung in den Fensterrahmen

Abb. 5: Freigelegte Bewehrung Strukturbeton

Im Bereich des Feinbetons wurden die Risse mit Injektionsharz auf Epoxidharzbasis über Federdruckinjektoren bis 1 bar verklebt. Abb. 6 vermittelt einen Eindruck des eng gesetzten Rasters.

Die korrodierte Bewehrung wurde bis in den nicht korrodierten Bereich freigelegt, mittels Stahlen mit festen Strahlmitteln entrostet und mit einem spritzbaren, kunststoffvergüteten Zementmörtel (SPCC) reprofiliert – vergleiche Abb. 7.

Abb. 6: Klebepacker über verdämmten Rissen von Betonfenstern

Abb. 7: Reprofilierung der Fensterrahmen mit SPCC

Anschließend folgte ein Feinspachtelüberzug, wobei Übergänge abgeschliffen wurden. Zum Schluss wurde die gesamte Betonfassade mit einem 2-lagigen rissüberbrückenden Acrylatdispersionsanstrich, dem Oberflächenschutzsystem OS5 nach Instandsetzungsrichtlinie [1], versehen – siehe Abb. 8 bis 9.

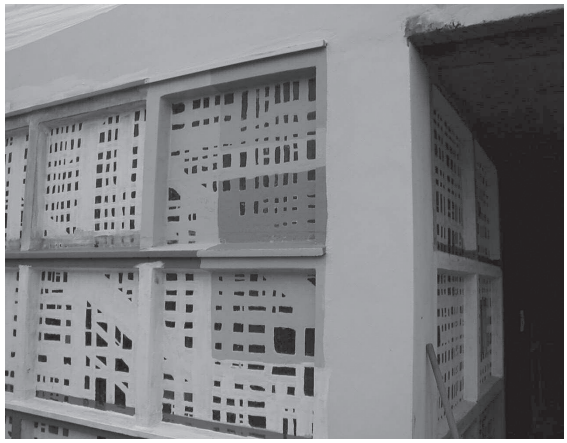


Abb. 8: Betonfenster mit Beschichtungs-Farbmustern

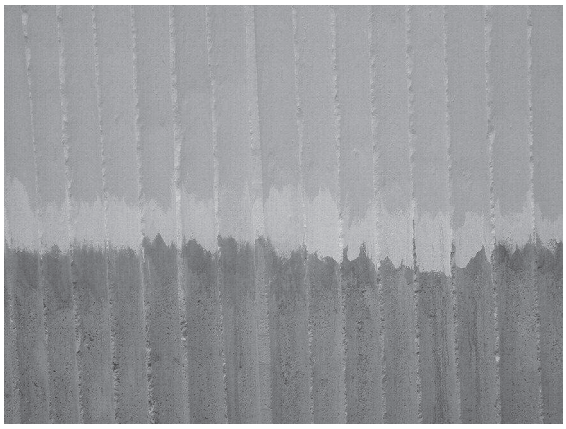


Abb. 9: Strukturierte Fassade teilbeschichtet

Das Oberflächenschutzsystem wurde auch auf die Innenseiten der Betonkonstruktion aufgebracht, da Kirchen naturgemäß nur temporär beheizt und genutzt werden, so dass mit Schwitzwasserbildung auf den Betonoberflächen zu rechnen ist. Das Eindringen des Tauwassers in den Beton sollte verhindert werden. Abb. 10 zeigt eine Innenansicht.

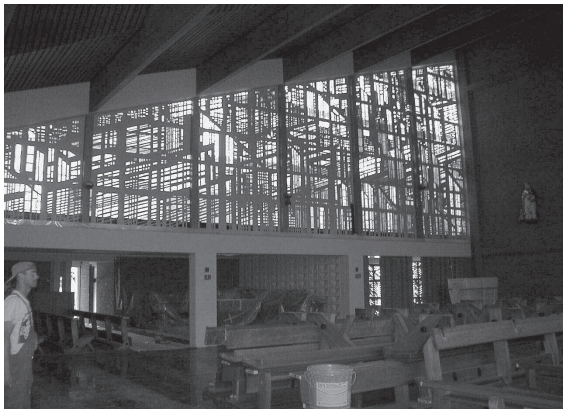


Abb. 10: Von innen beschichtete Betonfenster

Das rissüberbrückende Oberflächenschutzsystem hat die Aufgabe, dass kein Wasser mehr in den Beton eindringt und dass neu auftretende Risse im Beton durch das Beschichtungssystem überdeckt bleiben. Der sachkundige Planer hat die regelmäßige Inspektion der Betonkonstruktion im Auftrag.

3.2 Tiefgarage mit Chloridbelastung

In einer ca. 20 Jahre alten Tiefgarage wurden bei der Erstbegehung im Sockelbereich von Wänden und Stützen Ausblühungen angetroffen, die starre Beschichtung war rissig und wölbte sich vom Untergrund. Es waren keine Hohlkehlen zwischen Boden und aufgehenden Bauteilen ausgebildet. Auf dem Boden zeigten sich kristalline Ablagerungen – offensichtlich die Reste von eingetragenem chloridhaltigem Schneewasser – siehe Abb. 11. Der Boden wies eine Vielzahl von gerichteten und ungerichteten Rissen auf, die auch die glatte Versiegelung betrafen. Stellenweise war die Versiegelung abgefahren.

Abb. 11: Getrocknete Salzlache

Mittels tiefenabhängigen Chloridprofilen wurden lokal enorme Chloridbelastungen an Wand- und Stützensockeln festgestellt, die in Höhe der Bewehrung den als kritisch geltenden Wert von 0,5 M-% bezogen auf das Zementgewicht deutlich überschritten. An einer 30 cm dicken Stütze lagen bis in 14 cm Tiefe deutlich erhöhte Chloridgehalte vor. In den Rissen der Bodenplatten wurden ebenfalls erhöhte Chloridgehalte bis an der Bewehrung gemessen. Nach dem punktuellen Freilegen von Bewehrung in auffälligen Bereichen konnte jedoch keine nennenswerte Korrosion erkannt werden, so dass an den Stützen – hochfester Beton – aufgrund von erheblichem Aufwand für die Lastabtragungen, auf den Austausch von chloridhaltigem Beton verzichtet werden sollte.

Es wurde zunächst eine Probeinstandsetzung vorgesehen. Dabei wurde an zwei Wandsockelabschnitten der chloridhaltige Beton ausgetauscht - der Beton wurde mit Höchstdruckwasserstrahlen (ca. 2000 bar) im Pilgerschrittverfahren von jeweils 1-m-Abschnitten abgetragen – siehe Abb. 12.

Abb. 12: Wandsockel freigelegt

Parallel konnte damit auf einer größeren freigelegten Länge der Korrosionszustand der Bewehrung geprüft werden – es zeigte sich kein nennenswerter Korrosionsabtrag am Stahl, sondern nur oberflächig korrodierte Bewehrung. An einem Bodenriss und einer aufgerissenen Arbeitsfuge wurde der chloridbelastete Beton ebenfalls ausgetauscht – siehe Abb. 13 und 14. Auch hier zeigte sich kein auffälliger Rost.

Abb. 13: Bodenriss freigelegt

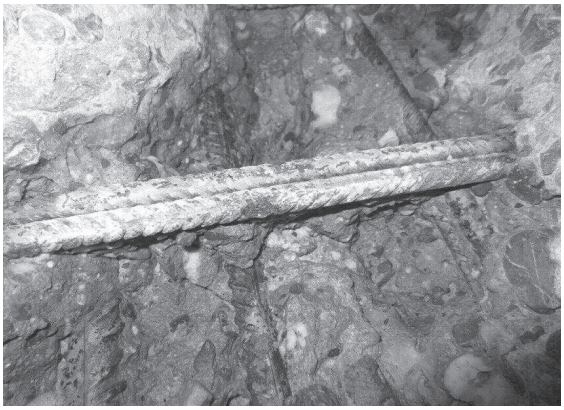


Abb. 14: Geringe Korrosion im freigelegten Bodenriss

An 2 Stützen wurde getestet, ob ein Chloridentzug Erfolg hat – Abb. 15 zeigt den für den Chloridentzug vorbereiteten Stützensockel. In diesen Test wurde die Stütze mit 14 cm Chlorideindringtiefe mit einbezogen – hier Stütze 10 in Tab. 2. Zunächst waren 3 Phasen á 3 Wochen Entzug und 1 Woche Entspannungsphase vorgesehen. Bei einer Stütze mit 6 cm Chlorideindringtiefe war nach den 3 Phasen der Chloridgehalt deutlich unter 0,5 M-% vom Zementgewicht abgesunken, an der Stütze mit 14 cm Chlorideindringtiefe waren insgesamt 7 Zyklen erforderlich, bis der kritische Gehalt unterschritten wurde – Tab. 2 zeigt die Entwicklung der Chloridgehalte nach den jeweiligen Entzugsphasen. Da sich zudem die Erkenntnisse aus der lokalen Freilegung an den größeren freigelegten Wandsockelfeldern und Bodenrissen bestätigte, die freigelegte Bewehrung an Wandsockeln und Stützen trotz erhöhter Chloridgehalte, dass die Bewehrung nur lokal und unwesentlich korrodiert war, wurde das Konzept der Probesanierung bestätigt und auch in der Hauptinstandsetzung umgesetzt.

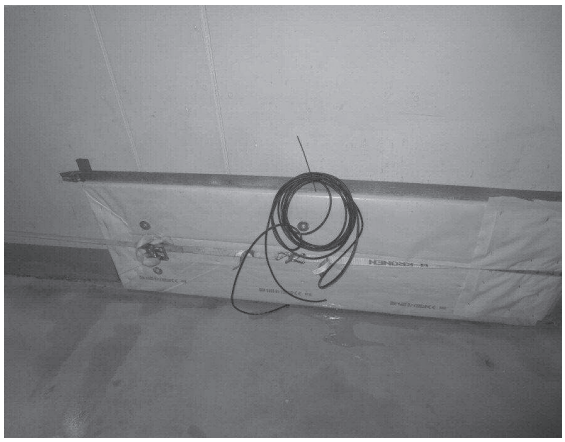


Abb. 15: Stützensockel für Chloridentzug ummantelt

Tab. 2: Chloridgehaltsentwicklung an den Probestützensockeln

Stütze	Höhe [cm]	Tiefe [cm]	0-Messung	1. Phase	2. Phase	3. Phase	4. Phase	5. Phase	6. Phase	7. Phase	
67	5	0-2					Ende CL-Entzug				
		2-4									
		4-6									
		6-8									
10	5	0-2									Ende CL-Entzug
		2-4									
		4-6									
		6-8									
		8-10									
		10-12									
		12-14									
		14-16									
	15	0-2									
		2-4									
		4-6									
		6-8									
	25	0-2									
		2-4									
		4-6									

CL > 1,0 M% Cem
0,5 M% Cem ≤ CL ≤ 1,0 M% Cem
CL < 1,0 M% Cem

Die Wandsockel erhielten nach der Reprofilierung mit Spitzbeton eine Hohlkehle und wurden, wie die Stützen, mit dem Epoxidharz einer OS8-Beschichtung versehen. Die Bodenrisse wurden mit PCC-Beton reprofiliert und erhielten eine rissüberbrückende bandagenartige OS11-Beschichtung. Die Beschichtungsmaßnahmen hatten zum Ziel, dass zukünftig kein Wasser und keine Chloride mehr in den Beton eindringen können. Um den Erfolg der Abtrocknung und des Trockenbleibens zu kontrollieren, wurden im Bereich der Arbeitsfuge und in einem ungeschädigten Bereich jeweils ein Feuchtemesssensor in die Bodenplatte eingebaut – Abb. 16 zeigt das Einmessen des Sensors, aus Abb. 17 geht der Trocknungsverlauf hervor.

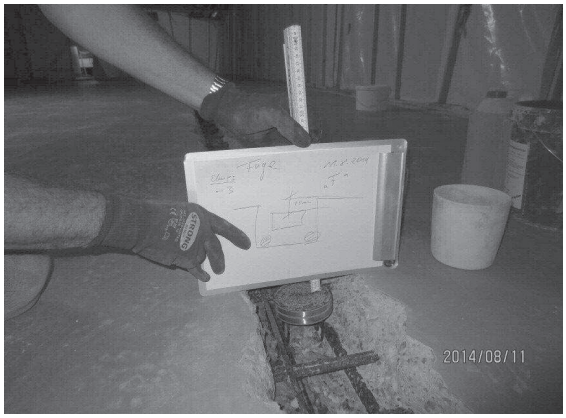


Abb. 16: Einbau eines Feuchtemesssensors in die geöffnete Bodenarbeitsfuge

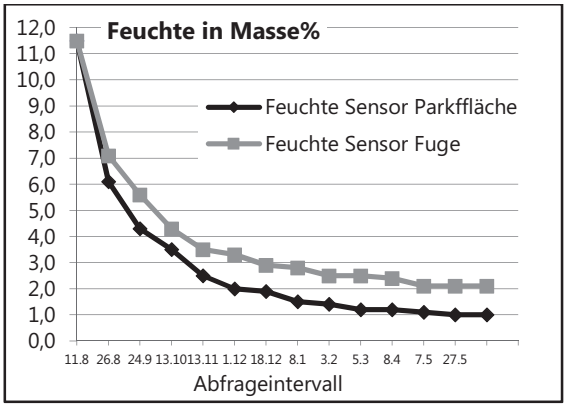


Abb. 17: Feuchteverlauf in Arbeitsfuge und an einer Referenzfläche in Masse-%

Das endgültige Konzept und die Umsetzung sah vor, dass der chloridhaltige Beton an belasteten Wandsockeln bis in 50 cm Höhe und in gerichteten belasteten Bodenrissen auf 15 cm Breite und 12 cm Tiefe ausgetauscht wurde und die restlichen 20 belasteten Stützen einem Chloridentzug unterzogen wurden. Für den Chloridentzug waren bis zu 6 Zyklen erforderlich, bis Werte von ca. 0,5 M.-% oder weniger erreicht wurden.

Alle Wand- und Stützensockel erhielten Hohlkehlen und auf einer Höhe von 50 cm eine Epoxidharzbeschichtung. Die reprofilierten Risse und Arbeitsfugen in der Bodenplatte wurden dann mit elastischen Rissbandagen (OS 11a) – siehe Abb. 18 - versehen und auf die übrige vorbereitete Bodenfläche wurde ein robustes, starres Oberflächenschutzsystem OS8 auf Epoxidharzbasis aufgetragen, wie in Abb. 19 zu sehen.

Abb. 18: Dehnfähige Bandage über reprofilierte Arbeitsfuge

Abb. 19: Beschichtete Boden- und Sockelflächen

Mit den Oberflächenschutzsystemen sollte sichergestellt werden, dass weder Wasser noch Chloride zukünftig in den Beton eindringen können, so dass der Beton infolge der Austrocknung trotz restlicher Chloridbelastung keine Elektrolytfunktion mehr übernimmt. Zwecks Monitoring wurden weitere Feuchtemesssensoren in die reprofilierten Arbeitsfugen und Risse eingebaut.

Mit dem Betonaustausch wurde das Prinzip R-CL verfolgt, die Beschichtungen von Sockeln und Boden entsprechen dem Prinzip W-CL, da nicht von vollständigem Austausch des chloridhaltigen Betons ausgegangen werden konnte.

4 Besonderheiten beim Prinzip W

4.1 Monitoring

Das Prinzip W setzt voraus, dass nach der Instandsetzung kein Wasser mehr in das Bauteil eindringt und dieses abtrocknet. Es muss genau geprüft werden, ob erneuter Feuchtezutritt z. B. über Risse oder Porosität möglich ist. Um das kontrollieren zu können, ist eine Möglichkeit, Feuchtemesssensoren an relevanten Stellen, wie z. B. Risse oder Arbeitsfugen einzusetzen. Da die „gutmütige" Korrosion infolge von Carbonatisierung sich i. d. R. durch Riss- und Hohllagenbildung ankündigt, wird auf derartige Maßnahmen oft verzichtet.

Grundsätzlich muss bei vorhandener Chloridbelastung deutlich vorsichtiger mit dem Prinzip W umgegangen werden. Es werden Probeinstandsetzungen dringend empfohlen, die nach einer Wartezeit von ca. 2 Jahren beurteilt werden wollen. In und nach dem Zeitraum wird kontrolliert, ob die Feuchtigkeit im Bauteil absinkt und die Korrosion der Bewehrung zum Erliegen kommt.

4.2 Anwendungsgrenzen

Wenn die Korrosion bereits so weit fortgeschritten ist, dass erheblicher Bewehrungsaustausch notwendig wird, findet in der Regel das Prinzip R Anwendung. In der Regel folgt dennoch der Auftrag eines Oberflächenschutzsystems, der den Zutritt von Schadstoffen in den Beton verhindern soll – z. B. Carbonatisierungsbremsen. Gleichzeitig ist damit dann auch ein Schutz vor Wasserzutritt von außen verbunden.

Wenn sich Trennrisse im Bauteil befinden, muss geprüft werden, ob diese dicht sind, oder ob nachträglich mit Feuchtezutritt zu rechnen ist. Das Gleiche gilt für wasserdurchlässige Bauteile. Falls zu den Zeitpunkten der Begehung der Wasserpegel unterhalb der Bauteile abgesunken ist, sind derartige Dichtigkeitsprüfungen schwierig, ggfs. sind prophylaktische abdichtende Rissinjektionen oder rückwärtige Abdichtungsmaßnahmen vorzusehen, um bei späterem Wasseranstieg, eine rückwärtige Durchfeuchtung zu verhindern.

Liegt bereits eine Chloridbelastung des Betons vor, ist zu prüfen, ob das Prinzip W überhaupt anwendbar ist. Zu hohe Chloridbelastungen können dazu führen, dass der Beton infolge seines erhöhten hygroskopischen Verhaltens nicht mehr ausreichend austrocknet und die Korrosion dadurch weiter fortschreitet. Bei chloridinduzierter Korrosion kündigt sich das Stahlversagen i. d. R. nicht an, da die örtlich begrenzte Korrosion nicht zu Rissbildungen oder Betonabplatzungen führt.

Derzeit wird im Rahmen der Erarbeitung der neuen Instandhaltungsrichtlinie – Nachfolgedokument der Instandsetzungsrichtline [1] – diskutiert, ob Chloridgehalte bis 2 M-% im Betondeckungsbereich und bis zu 0,5 % M-% an der Bewehrung als Grenzwerte für das Prinzip W-CL anzusetzen sind.

Bei fortgeschrittener Korrosion im chloridbelasteten Beton ist das Verfahren W-CL i. d. R. nicht mehr anwendbar, ohne den Beton auszutauschen. Es ist dann mit hoher Salzbelastung zu rechnen, die das Austrocknen des Betons stark behindert. Es muss geprüft werden, ob auch Bewehrung geschädigt ist, an der zunächst kein Freilegen und Betonaustausch geplant ist.

Wird feuchter Beton mit einer Beschichtung versehen, wird die Feuchtigkeit zunächst eingeschlossen. Während der Trocknungsphase rostet die Bewehrung weiter. Wenn sich die Trocknung nicht so einstellt wie geplant, können Tragsicherheitsprobleme entstehen.

4.3 Wartung und Inspektion

Grundsätzlich sollten Oberflächenschutzsysteme regelmäßig gewartet und inspiziert werden. Das Merkblatt Parkhäuser [5] gibt Wartungs- und Inspektionsintervalle für Parkhäuser und Tiefgaragen in Abhängigkeit von dem gewählten statischen System vor. Im Straßenbau im Aufgabenbereich des Bundesministeriums für Umwelt, Naturschutz, Bau und Reaktorsicherheit (BMUB) werden ebenfalls regelmäßig Brücken und Tunnel geprüft. Für Fassaden von Hoch- und Industriebauten gibt es derzeit noch keine Vorschriften für regelmäßige Prüfungen. Im Rahmen einer Instandsetzungsplanung nach Instandsetzungsrichtlinie [1] sollte jedoch der sachkundige Planer einen Wartungs- und Instandhaltungsplan erstellen, der dem Eigentümer die Wartung und Inspektion des Gebäudes – hier der instandgesetzten Bauteile - nahebringen sollte.

Neben den üblichen Reinigungsarbeiten von Oberflächen und Entwässerungssystemen sollte regelmäßig geprüft werden, ob z. B. die Beschichtungssysteme noch in Takt sind oder Schäden aufweisen – Abnutzung, Risse – die dann umgehend instand zu setzen sind. Bei vorhandener Chloridbelastung und dem gewählten Prinzip W-CL sind diese Inspektionen umso wichtiger.

5 Literatur

[1] Richtlinie für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen (2001) des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton

[2] DIN EN 1504: Produkte und Systeme für den Schutz von Betontragwerken – Definitionen, Anforderungen, Qualitätsüberwachung und Beurteilung der Konformität Teil 9: Allgemeine Grundsätze für die Anwendung von Produkten und Systemen

[3] DIN EN 1504: Produkte und Systeme für den Schutz von Betontragwerken – Definitionen, Anforderungen, Qualitätsüberwachung und Beurteilung der Konformität Teil 2: Oberflächenschutzsysteme für Beton

[4] DIN V 18026: Oberflächenschutzsysteme für Beton aus Produkten nach DIN EN 1504 Teil 2 (2005-01)

[5] Merkblatt Parkhäuser und Tiefgaragen des Deutschen Beton- und Bautechnikvereins e. V., 2. überarbeitete Ausgabe September 2010

[6] Gehlen, C., Nürnberger U., Neubert B. (2006) Stahlrost in Beton, Jahrbuch aus Lehre und Forschung der Universität Stuttgart

[7] Dauberschmidt C., Vestner, St.: Bauwerksdiagnose bei chloridbelastetem Beton – Mit dem Mix der Methoden zur erfolgreichen Planung (2010) im Heft 19 Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen – Aktuelle Regelwerke und Hinweise zum Stand der Technik. des Deutschen Beton- und Bautechnik-Vereins e. V.

Autoren

Dipl.-Ing. Ingo Lindemann
HOCHTIEF Engineering GmbH
Consult Materials
Farmstr. 91-97
64546 Mörfelden-Walldorf

Instandsetzungsprinzip K in der Praxis

Bernd Isecke, Thorsten Eichler und Susanne Gieler-Breßmer

Zusammenfassung

Der kathodische Korrosionsschutz ist ein seit vielen Jahren bewährtes, wissenschaftlich sehr gut fundiertes und vor allem auch in der Praxis konkurrenzfähiges, weil wirtschaftliches Verfahren zur Instandsetzung von Stahl- und Spannbetonbauwerken. Die Entwicklung der letzten zehn Jahre hat vor allem verdeutlicht, dass in vielen Fällen bei chloridinduzierter Bewehrungskorrosion, außer kathodischem Schutz lediglich Teil- oder Kompletterneuerungen von Tragwerken für die Ertüchtigung von Bauwerken infrage kommen. Diese sind jedoch im Gegensatz zum kathodischen Korrosionsschutz in aller Regel massive Eingriffe in bestehende und „noch" funktionierende Systeme, welche nach Möglichkeit, nicht nur weil sie wenig wirtschaftlich sind, sondern weil sie mitunter auch zu einem völlig anderen Tragverhalten des angrenzenden Tragwerks führen können, zu vermeiden. Die vorhandenen Regelwerke zum kathodischen Korrosionsschutz bilden die Grundlage für einen sicheren, wirtschaftlichen und technisch einwandfreien Einsatz des Verfahrens. Dabei stellen nicht nur die klar definierten Leistungsanforderungen an KKSB-Systeme, wie sie in der DIN EN ISO 12696 definiert sind, einen wesentlichen Sicherheitsaspekt dar, sondern auch und gerade die Möglichkeit des Einsatzes von Fachpersonal, welches nach DIN EN 15257 zertifiziert ist. Für Bauherrn ist ein derartiger, objektiver Qualifikationsnachweis ein wünschenswertes Instrument, um hohe Folgekosten bei der Instandsetzung, die auf eine mangelnde Ausführung zurückzuführen sind, zu vermeiden.

1 Allgemeines

In der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts, im Jahr 1824, wurde der kathodische Korrosionsschutz (KKS) erstmals durch Sir Humphry Davy als technische Anwendung im Schiffsbau eingesetzt. Davy schützte die Kupferverkleidung eines Schiffs der britischen Admiralität mithilfe von Eisenanoden galvanisch vor Korrosion. In den nachfolgenden Jahrzehnten wurden umfangreiche experimentelle Arbeiten zum Thema durchgeführt, welche unter anderem in der Feststellung des kathodischen Schutzkriteriums für Rohrleitungen (−850 mVCu/ CuSO4) im Jahr 1928 durch Robert J. Kuhn mündeten. Kuhns Arbeit führte letztendlich auch dazu, dass der kathodische Korrosionsschutz für Gashochdruckleitungen im Jahr 1967, mit der DIN 2470 Teil 2, als allgemein anerkannte Regel der Technik eingeführt wurde. Für Ferngasleitungen mit Drücken über 4 bzw. 16 bar und für Mineralölleitungen zum Befördern gefährdender Flüssigkeiten ist der kathodische Korrosionsschutz in Deutschland seit 1974 vorgeschrieben. Die frühen Anwendungen des KKS betrafen neben dem Schutz von Schiffen und Rohrleitungen auch den Innenschutz von Dampfkesseln, welcher erstmals im Jahr 1905 von E. G. Cumberland in den Vereinigten Staaten von Amerika angewendet wurde. 1924 stattete die Chicagoer Eisenbahngesellschaft mehrere Dampfkessel ihrer Bahnen mit kathodischem Schutz aus und konnte so die zuvor sehr hohen Instandhaltungskosten deutlich reduzieren, vgl. [1]. Im Stahlbetonbau wird der kathodische Korrosionsschutz bereits seit Anfang der 1970er-Jahre erfolgreich bei der Instandsetzung von Bauwerken und -teilen eingesetzt, welche vornehmlich durch Chloride geschädigt oder gefährdet sind. Bereits in den 1950er-Jahren wurden erste Versuche hierzu durch R. F. Stratful an der San Mateo−Hayward Bridge durchgeführt. In Ermangelung adäquater Anodenmaterialien wurde das Verfahren für den Stahlbetonbau zunächst jedoch wieder verworfen. Im Jahr 1973 gewann der kathodische Korrosionsschutz für den Stahlbetonbau eine neue Bedeutung. Die Sly-Park Bridge in Kalifornien, an der State Route 50 gelegen, wurde wiederum durch Stratful mit einem weiterentwickelten Anodensystem zum kathodischen Korrosionsschutz der Brückenfahrbahn ausgestattet. Stratful integrierte Koks als leitfähige Phase in eine Asphaltbeschichtung und nutzte Eisen-Silizium-(FeSi)Anoden zur Stromeinleitung.

In Deutschland wurde der kathodische Korrosionsschutz erstmals 1985/ 86 im Rahmen eines europäischen Forschungsvorhabens, dem sog. BRITE-Projekt, an einer Stützwand des Berliner Autobahnrings eingesetzt. Diese KKS-Anlage wurde über 15 Jahre lang wissenschaftlich durch die BAM Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung begleitet und im Jahr 2001 aufgrund von Umbaumaßnahmen außer Betrieb genommen [6]. Als Anodenmaterial kam eine damals häufig eingesetzte Polymerkabelanode zum

Einsatz. Dieser Anodentyp wird heute nicht mehr verwendet. Die in den 80er und 90er Jahren gewonnenen Erfahrungen führten mit Einführung der DIN EN ISO 12696 zu einem enormen Fortschritt im Hinblick auf die Anwendungssicherheit, sodass seit Beginn den neuen Jahrtausends eine Vielzahl von Bauwerken mit KKS instandgesetzt wurden.

2 Prinzip des kathodischen Korrosionsschutzes

Das Prinzip des kathodischen Korrosionsschutzes beruht auf der Potentialabhängigkeit der Elektrodenkinetik. Durch kathodische Polarisation wird die verbleibende Korrosionsrate des Schutzobjektes, im vorliegenden Fall des Bewehrungsstahles, so weit verringert, dass diese technisch gesehen vernachlässigbar wird. Prinzipiell kann dieses Schutzziel auf zwei Arten erreicht werden. Durch Fremdstrompolarisation oder mit Hilfe von galvanischen Anoden. Erstere wird heute am meisten eingesetzt und ist deshalb zur Erläuterung in Abb. 1 schematisch dargestellt.

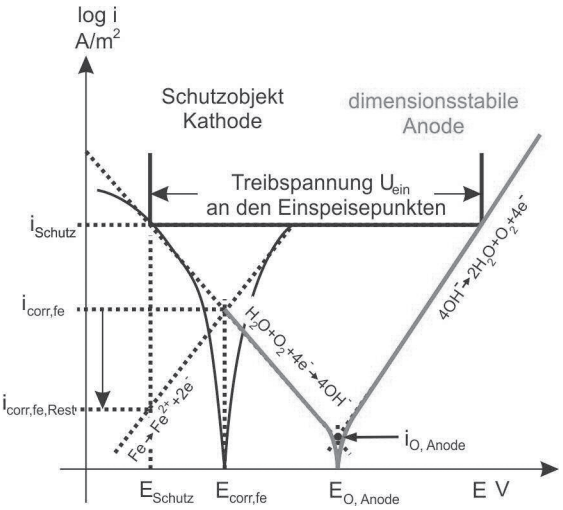


Abb. 1: Schematische Darstellung des Schutzprinzips beim kathodischen Korrosionsschutz mit Fremdstrom

Aus der Darstellung kann gefolgert werden, dass selbst bei Vorliegen von Makroelementen mit örtlich hohen Korrosionsraten, die Geschwindigkeit der Korrosion auf technisch unbedenkliche Werte abgemindert werden kann. Zusätzlich zu diesen, den Gesetzen der elektrochemischen Kinetik folgenden, Effekten, treten weitere elektrochemische Reaktionen und Prozesse auf, die sich auf das Korrosionssystem im Sinne der Dauerhaftigkeit günstig auswirken. Durch die kathodische Teilreaktion auf der Stahloberfläche kommt es zur Erhöhung des pH-Wertes in der Kontaktzone zwischen Stahl und Beton.

Im Falle des Fremdstromschutzes, bewirkt das elektrische Feld zwischen Anode und Kathode die Migration von Chloridionen zur Anode. Diese sog. sekundären Schutzeffekte können nach ausreichend langer Anwendungsdauer die Wiederherstellung der passivierenden Umgebung bewirken. Der KKS nutzt folglich nicht nur die elektrochemische Kinetik zur Verringerung der Korrosionsrate, sondern ruft zusätzlich Veränderungen hinsichtlich der chemischen Zusammensetzung des Korrosionsmediums hervor, die sich positiv auf das Korrosionsverhalten der Bewehrung auswirken.

3 Anodenmaterialien und Typen

Seit den Anfängen des kathodischen Korrosionsschutzes von Stahl in Beton in den 1950er-Jahren wurden die vorhandenen Anodenmaterialien stetig weiterentwickelt, sodass heutzutage Anoden existieren, mit denen ein dauerhafter und sicherer Schutz erreicht werden kann. Grundsätzlich unterscheidet man heute zwei unterschiedliche Arten von Anoden: galvanische Anoden und sog. dimensionsstabile oder Inertanoden, welche mit Fremdstrom betrieben werden. Leitfähige Beschichtungen auf Kohlenstoffbasis fallen streng genommen in keine der beiden Kategorien hinein, weswegen diese nachfolgend gesondert aufgeführt werden.

3.1 Galvanische Anoden

Bereits in den 80er-Jahren wurden erste Versuche mit galvanischen Anoden für den kathodischen Korrosionsschutz durchgeführt. Funahashi und Young berichten in [59], dass bereits im Jahr 1977 zwei galvanische Systeme in Illinois getestet, wegen hoher Kosten und geringer Leistung jedoch umgehend wieder verworfen wurden. 1983 wurde Zink erstmals als thermisch gespritzte Anode eingesetzt und umfangreich untersucht.

In den 80er- und 90er-Jahren erfolgte die systematische Weiterentwicklung galvanischer Anoden und es wurden zahlreiche Erfahrungen mit verschiedenen Zink-Legierungen gesammelt.

In den Vereinigten Staaten werden heutzutage Zn-, Zn-Al- und Zn-Al-In-Anoden für den kathodischen Schutz von Brückenuntersichten in Meerwassernähe sowie für den Schutz von Pfeilern und Stützen in der Spritzwasserzone von Meerwasserbauwerken eingesetzt.

Neben den thermisch gespritzten Anoden werden sowohl Zink-Hydrogel-Folien als auch sog. Point-Anodes für den galvanischen Schutz eingesetzt.

Letztere werden wegen der Tendenz von Zink zur Passivierung durch die Bildung von Calciumhydrozinkaten an der Phasengrenze Zink/ Beton in spezielle hochalkalische calciumarme und offenporige Mörtel eingebettet.

Für Zink als galvanische Anode muss neben einem ausreichenden Feuchtigkeitsangebot auch eine ausreichend hohe Chloridkonzentration in der anodennahen Umgebung vorhanden sein, um die Zinkpassivierung sicher zu verhindern und eine gute Leistungsfähigkeit des Schutzsystems zu gewährleisten.

Die o. g. Zusammenhänge zeigen sich unter anderem in den sehr unterschiedlichen Erfahrungen mit galvanischen Anoden, die in der Literatur zu finden sind. Unter scharfen Bedingungen, wie im Meerwasserbereich bzw. der Spritzwasserzone von Meerwasserbauwerken, wird überwiegend eine gute bis sehr gute Leistung von galvanischen Anoden verzeichnet. Diese wird jedoch zu Lasten der Dauerhaftigkeit und zugunsten einer hohen Eigenkorrosionsrate erreicht, sodass im Einzelfall die Kosten-Nutzen-Analyse, wie bei allen anderen Systemen auch, über den Einsatz von galvanischen Anoden entscheidet. Bei geringen Chloridgehalten im Beton sowie mäßiger Feuchte steigt zwar die Lebensdauer der Anoden deutlich an, sodass rein rechnerisch problemlos Lebensdauern von 30 Jahren und mehr erreicht werden können, jedoch kommt es unter diesen Bedingungen häufig zur Passivierung der Anode, sodass ein Schutz nicht zwangsläufig zu gewährleisten ist.

Zur Lösung des o. g. Problems wurde in der Vergangenheit versucht, galvanische Systeme bei gemäßigten Bedingungen mithilfe von Gleichrichtern zu betreiben. Die dabei erforderlichen sehr hohen Treibspannungen führten jedoch nicht zu den erhofften Ergebnissen, sodass derartige Betriebsmodi im Allgemeinen verworfen wurden.

Der Einsatz galvanischer Anoden für den kathodischen Korrosionsschutz erfordert folglich mehr noch als bei Fremdstromsystemen die genaue Kenntnis des zu schützenden Systems sowie dessen voraussichtliche zeitliche Veränderung.

3.2 Inertanoden

Als Inertanoden (bzw. dimensionsstabile Anoden (DSA) kommen im Stahlbetonbau im Wesentlichen sog. Ti-MMO-Anoden zum Einsatz. Diese Anodenart besteht aus Titan als Trägermaterial, welches thermisch mit Edelmetallmischoxyden der Platingruppe (Iridium, Rhodium etc.) beschichtet wird. Titan selbst bildet im alkalischen Milieu des Betonporenelektrolyten eine elektrisch nichtleitende Oxydschicht aus, welche den Ladungsdurchtritt aus dem Metall in den Elektrolyten stark behindert. Die Beschichtung aus Edelmetallmischoxyden verhindert die Bildung des nichtleitenden Titanoxyds und sorgt für geringe anodische Durchtrittswiderstände, sodass Anoden dieses Typs eine vergleichsweise hohe Effizienz aufweisen. Ti-MMO-Anoden sind handelsüblich in verschiedenen Bauformen zu erhalten.

3.3 Leitfähige Beschichtungen auf Kohlenstoffbasis

Sofern ein Fremdstromsystem mit einer Anode aus nichtinertem Material betrieben wird, wie es beispielsweise bei Kohlenstoffanoden der Fall ist, muss davon ausgegangen werden, dass sowohl die Oxydation des Elektrolyten als auch die Oxydation der Anode selbst als elektrochemische Teilreaktionen infrage kommen. Im Fall der Kohlenstoffanode sind folgende Reaktionen wahrscheinlich:

$$C + 2\,H_2O \rightarrow CO_2 + 4\,H^+ + 4\,e^- \qquad (1)$$

$$C + 3\,H_2O \rightarrow H_2CO_3 + 4\,H^+ + 4\,e^- \qquad (2)$$

Welche der Reaktionen überwiegend stattfindet, ist abhängig vom Anode/ Beton-Potential und aufgrund der Komplexität der Reaktionen sowie ihrer Kinetik und ihrem Zusammenwirken nicht ohne Weiteres bestimmbar. Im Allgemeinen empfehlen die Hersteller kohlenstoffbasierter Anodenmaterialien in diesem Zusammenhang die Begrenzung der Treibspannung zwischen Anode und Bewehrung, um ein frühes Versagen der Anode zu verhindern.

Leitfähige Beschichtungen eignen sich im Allgemeinen dann, wenn keine „Hotspot"-Bildung durch teilweise durchfeuchtete Bauteile oder eine sehr hohe Feuchtigkeit des Bauteils zu erwarten sind.

Die Lebensdauer von leitfähigen Beschichtungen wird in der Literatur häufig mit ca. 15 bis 20 Jahren angegeben, was im Vergleich zu TiMMO verhältnismäßig kurz ist. In vielen Fällen bieten leitfähige Beschichtungen jedoch eine vernünftige Alternative für andere Systeme, weil sie wegen ihrer geringen Auflasten auch solche Systeme kathodisch schützen können, die statisch bereits stark ausgelastet sind.

3.4 Anodeneinbettung

Titanband- und -netzanoden müssen mit einem zementösen Material eingebettet werden, an das hinsichtlich der Eignung für den KKS besondere Anforderungen gestellt werden. Insbesondere Spritzmörtel und -betonen kommt bei der Instandsetzung vertikaler Flächen große Bedeutung zu, bei horizontalen Flächen können sowohl Beton nach DIN 1045 als auch vorkonfektionierte zementöse Mörtel und Betone eingesetzt werden.

Die Anodeneinbettungsmörtel können vor der Installation der KKS-Komponenten, aber auch bei folgenden Arbeitsschritten im Rahmen der Gesamtmaßnahme Anwendung finden, wie

- der Reprofilierung von örtlichen Schadstellen infolge Betonschäden mit und ohne Bewehrungskorrosion
- dem Einmörteln von Bewehrungsanschlüssen und Referenzelektroden

Nach der Instandsetzung der Betonschäden werden die KKS-Elemente installiert. Die Anode bestehend aus Titanbändern bzw. -netzen ist dann mit der zementhaltigen Überdeckung zu fixieren, die gleichzeitig die Aufgabe erfüllt, als Elektrolyt zwischen Anode, Beton und Bewehrung zu fungieren. Hierzu werden bei vertikalen Flächen und über Kopf Spritzmörtel und -betone eingesetzt.

Die eingesetzten Materialien müssen einerseits den Zweck erfüllen, die Betonoberfläche bzw. den Betonquerschnitt so wieder herzustellen, dass das Bauteil seinen vorgesehenen Verwendungszweck erfüllen kann, andererseits müssen sie bez. der elektrochemischen Eigenschaften den Anforderungen bei der Anwendung des kathodischen Korrosionsschutzes genügen.

Die DIN EN 12696 fordert in Abschnitt 5.10.4, dass die Betonschadstellen unter Verwendung von zementhaltigen Materialien wiederherzustellen sind. Nach der Instandsetzung der Betonschäden werden die KKS-Elemente installiert. Die Anode bestehend aus Titanbändern bzw. -netzen ist dann mit der zementhaltigen Überdeckung zu fixieren.

Die eingesetzten Materialien müssen einerseits den Zweck erfüllen, die Betonoberfläche bzw. den Betonquerschnitt so wieder herzustellen, dass das Bauteil seinen vorgesehenen Verwendungszweck erfüllen kann, andererseits müssen sie bez. der elektrochemischen Eigenschaften den Anforderungen bei der Anwendung des kathodischen Korrosionsschutzes genügen.

Die DIN EN 12696 [68] fordert in Abschnitt 5.10.4, dass Betonschadstellen unter Verwendung von zementhaltigen Materialien wiederherzustellen sind. Dabei darf das eingesetzte Material kein Metall, weder in Form von Fasern noch in Form von Staub, enthalten. Die Wiederherstellung der Betonoberfläche muss in Übereinstimmung zur DIN EN 1504 geschehen. Außerdem müssen der spezifische Widerstand sowie die mechanischen Eigenschaften kompatibel sein.

4 Schutzkriterien, Regelwerke

Die Ergebnisse der umfangreichen Forschungsarbeiten der 1980er- und 90er-Jahre haben zur Entstehung des für den kathodischen Korrosionsschutz wichtigsten Regelwerks, der DIN EN ISO 12696 geführt. Während die DIN EN ISO 12696 die Leistungsanforderungen an KKSB-Systeme regelt, wurde aufgrund der Erfahrungen bei der Umsetzung des kathodischen Korrosionsschutzes, vor allem in England, Italien und Frankreich die Notwendigkeit nach einem verbindlichen Ausbildungsstandard gesehen und mit der Einführung der DIN EN 15257 umgesetzt. Beide Regelwerke werden nachfolgend kurz vorgestellt.

Für die Anwendung des kathodischen Korrosionsschutzes ist die DIN EN ISO 12696 das mit Abstand wichtigste Dokument. Sie ist ein sogenannter Performancestandard und regelt Leistungsanforderungen an KKSB-Anlagen. Neben klar definierten Leistungskriterien enthält die DIN EN ISO 12696 Angaben zu notwendigen Planungsschritten und zur Analgendokumentation. Im Kap. 4.2 „Personal" werden Anforderungen sowohl an das ausführende Personal als auch an Personal, welches mit der Planung und der Überwachung betraut ist, beschrieben. Hier wird unter anderem auf die DIN EN 15257 hingewiesen, welche die Qualifikationsgrade, Anforderungen und die Zertifizierung von Personal regelt, das für den kathodischen Korrosionsschutz geschult ist.

In der DIN EN ISO 12696 lassen sich drei Kriterien finden, anhand derer die Funktionsfähigkeit und die Schutzwirkung kathodischer Korrosionsschutzsysteme für den Stahlbetonbau nachgewiesen werden können. Die Kriterien lassen sich in Depolarisationskriterien, bei denen nach Ausschalten des Schutzstroms ein definierter Spannungsabfall innerhalb eines vorgegebenen Zeitraums nachgewiesen werden muss bzw. ein festgelegtes Potential in einer Ausschaltmessung erreicht wurde. Der Nachweis der Schutzwirkung muss auf Grundlage dieser Depolarisations- oder Potentialmessungen erfolgen. Im Normalfall werden hierzu sog. Referenzelektroden mit großer Langzeitstabilität in den Stellen mit der höchsten Korrosionswahrscheinlichkeit in das Bauwerk integriert. Moderne Anlagen nutzen Monitoring- und Steuerungssysteme, mit Hilfe derer die betreffende KKS-Anlage über eine Datenfernleitung gesteuert und geregelt werden kann. Die Abb. 2 bis 5 zeigen die wesentlichen Elemente eines zum Nachweis der kathodischen Schutzwirkung geeigneten Monitoringsystems.

Abb. 2: Einbau einer Referenzelektrode

Abb. 3: Schaltschrank mit Controllereinheit und BUS-Adapter

Abb. 4: Verteilerkasten für A/D-Wandler zur Potentialmessung

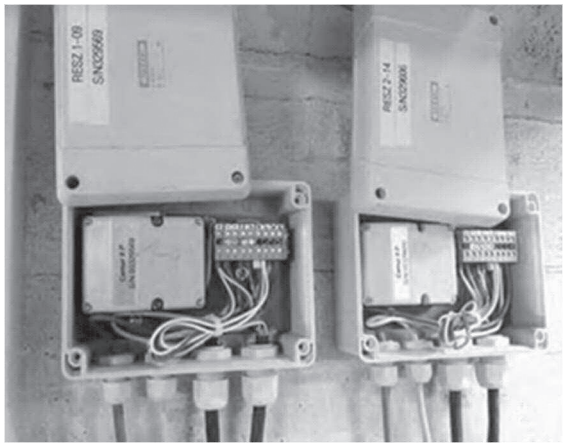


Abb. 5: Messknoten (A/D-Wandler) mit Verdrahtung

Dabei reicht es, eines der aufgezeigten Kriterien nachzuweisen, um sicherstellen zu können, dass die Betonstahlbewehrung des betroffenen Bauwerks sicher vor dem Fortschreiten einer technisch relevanten Korrosion ist.

Die o. g. Schutzkriterien sind konservativ gewählt, d. h. das Einhalten der Kriterien garantiert den voll umfänglichen Schutz. Der Umkehrschluss ist jedoch nicht zulässig. Sofern keines der drei in der DIN EN ISO 12696 verankerten Kriterien nachweisbar ist, muss ein Sonderfachmann eingeschaltet werden, der auf Grundlage seiner Erfahrungen das Schutzsystem beurteilt.

5 Auführungsbeispiele

Die größten Vorteile bietet der KKS in Fällen, in denen der Schädigungsgrad des Bauwerks gering ist, eine klassische Instandsetzung jedoch mit einem hohen Aufwand verbunden wäre. Dies tritt für gewöhnlich dann auf, wenn kritische Chloridgehalte auf Höhe der Bewehrung vorhanden sind, die Schädigung der Bewehrung jedoch noch als verhältnismäßig gering einzustufen ist. Bei klassischer Betonsanierung würde der gesamte Beton, in dem ein kritischer Chloridgehalt vorhanden ist abgetragen und durch chloridfreien, neuen Beton ersetzt werden müssen.

Nachdem der kathodische Korrosionsschutz als Instandsetzungsprinzip lange Jahre in Deutschland kaum Anwendung fand, hat er seit dem Jahr 2003 wieder erheblich an Bedeutung bei der Instandsetzung von Stahl- und Spannbetonbauwerken gegen chloridinduzierte Korrosion gewonnen. Heute werden zahlreiche Bauwerke, insbesondere Parkhäuser und Brücken, mit KKS geschützt. Immer mehr Planer haben sich spezielle Kenntnisse über dieses äußerst wirtschaftliche und technisch sinnvolle Verfahren verschafft.

Vor der Durchführung einer Instandsetzungsmaßnahme mit dem Verfahren des kathodischen Korrosionsschutzes muss ein sachkundiger Planer, analog zu der Vorgehensweise bei Anwendung der konventionellen Verfahren, den Ist-Zustand des geschädigten Betonbauwerks detailliert feststellen. Dabei sind nachfolgende Prüfungen unverzichtbar:

- Visuelle Begutachtung mit Schadenskartierung auf Betonabplatzungen, Risse, Korrosion der Bewehrung, Undichtigkeiten u. a.
- Feststellung des Chloridgehaltes in unterschiedlichen Tiefen,
- Bestimmung der Betondeckung der Bewehrung,
- Bestimmung der Betondruckfestigkeit,
- Bestimmung der Karbonatisierungstiefe,
- Durchführung von Potentialfeldmessungen,
- Widerstandsmessungen.

Neben den betontechnologischen Untersuchungen muss der sich sachkundige Planer auch mit der Historie des Bauwerks beschäftigen. Sollte dieses bereits zu einem früheren Zeitpunkt instand gesetzt worden sein, so ist festzustellen, welche Materialien hierfür verwendet wurden.

Nach Durchführung der Ist-Zustandsanalyse muss ein Instandsetzungskonzept möglichst in Alternativen erarbeitet werden. Dabei ist die vorgesehene Restnutzungsdauer des Bauwerks festzulegen. Das Instandsetzungskonzept muss nicht nur unter technischen, sondern auch unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten aufgestellt werden. Eine Machbarkeitsstudie für die Anwendung des kathodischen Korrosionsschutzes ist sinnvoll, manchmal auch verbunden mit einer Probeinstandsetzung.

In dieser Phase der Planung der Instandsetzungsmaßnahme kommt dem sachkundigen Planer eine besondere Bedeutung zu. Nach der Instandsetzungsrichtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton ist ein sachkundiger Planer eine Person, die die erforderlichen besonderen Kenntnisse auf dem Gebiet von Schutz und Instandsetzung bei Betonbauwerken hat. In der Praxis der Betoninstandsetzung ist der sachkundige Planer nach der Instandsetzungsrichtlinie nicht automatisch auch kompetent auf dem Gebiet des kathodischen Korrosionsschutzes. Hier ist es häufig erforderlich, zusätzliche Fachleute hinzuzuziehen, die ausreichend Erfahrung auf dem Gebiet des kathodischen Korrosionsschutzes mitbringen. Häufig ist eine sachorientierte Teamarbeit unterschiedlicher Fachrichtungen bei der Instandsetzung von Stahlbetonbauwerken mit kathodischem Korrosionsschutz unerlässlich.

In diesem Zusammenhang ist auch zu beachten, dass ein erheblicher Abstimmungsbedarf zwischen den ausführenden Firmen der klassischen Betoninstandsetzung und des kathodischen Korrosionsschutzes besteht.

Einige Beispiele zeigen die Praxis der Ausführung.

5.1 Parkhäuser und Tiefgaragen

Die Stahl- und Spannbetonbauteile in Parkhäusern und Tiefgaragen werden durch das von Fahrzeugen eingeschleppte Tausalz (i. d. R. Natriumchlorid) aufgrund mangelhafter Schutzmaßnahmen sehr häufig durch chloridinduzierte Korrosion stark geschädigt. Besonders betroffen sind die Bodenplatte, Geschossdecken und die Sockel der aufgehenden Bauteile. Bei konventionellen Verfahren der Instandsetzung ist es notwendig, den chloridbelasteten Beton bis zum korrosionsauslösenden Chloridgehalt abzutragen. Dies stellt einen erheblichen Eingriff in die Statik des Bauwerks dar. Aus diesem Grund ist KKS eine sinnvolle Alternative, die den konventionellen Verfahren sowohl technisch als auch wirtschaftlich bei der Planung gegenübergestellt werden sollte.

Nachfolgend werden Beispiele aus dem Bereich der Instandsetzung, aber auch des vorbeugenden Schutzes gezeigt.

5.1.1 Cityparkhaus in Offenbach

Im Jahr 2004 fand der KKS nach langer Pause erstmals wieder bei einem innerstädtischen öffentlichen Parkhaus, dem im Jahr 1971 in Stahlbetonbauweise mit Fertigteilen erstellten Cityparkhauses in Offenbach, Anwendung. Dieses wurde in den Jahren 2004 bis 2006 in drei Bauabschnitten instand gesetzt.

Das Parkhaus (Abb. 6) besteht aus 12 halbgeschossig versetzten Ebenen, die über ein innen liegendes Rampensystem erschlossen werden.

Abb. 6: Freideck City Parkhaus Offenbach

Die Fassade besteht aus vorgehängten Brüstungsplatten aus Stahlbetonfertigteilen, die in den Stirnkanten der Geschossdecken verankert waren. Die Giebelwände auf den kurzen Fassadenseiten des Parkhauses wurden in Ortbetonbauweise erstellt. Sämtliche Stützen und Unterzüge bestehen aus Betonfertigteilen mit Betongüten der Festigkeitsklassen B 300, B 450 und B 600 (alte Bezeichnungen).

Zur Herstellung der Geschossdecken und Rampen wurden zunächst Filigranplatten als Halbfertigteile mit einer Dicke von 4 cm auf die in Querrichtung verlaufenden Unterzüge aufgelegt. Auf diese Filigranplatten wurde ein 12 cm dicker Aufbeton aufgebracht. Die Bewehrung besteht aus Mattenbewehrung.

Sowohl die Geschossdecken als auch die Rampen wurden mit einer Epoxidharzbeschichtung bereits bei der Erstellung des Parkhauses beschichtet. Das Freideck erhielt einen Gussasphaltbelag auf Trennlage.

Bei der Ist-Zustandsanalyse im Jahr 2003 wurde folgendes Schadensbild festgestellt:

- Brüstungsplatten an der Fassade,
- zu geringe Betondeckung der Bewehrung und hohe Karbonatisierung des Betons, als Folge Betonabplatzungen über korrodierender Bewehrung,
- starke Korrosion der Anschlussbewehrung zwischen Brüstungsplatte und Geschossdecke,
- ausgeprägte Betonabplatzungen über korrodierender Bewehrung an den seitlichen und unteren Stirnkanten,

- Aufgrund der Korrosion der Anschlussbewehrung Gefahr des Versagens der Brüstungselemente,
- örtlich Bewehrungskorrosion,
- geringe Betondeckung der Bewehrung mit freiliegenden Bewehrungsstählen an der Oberfläche.

Durch die Epoxidharzbeschichtung war der Chloridgehalt nur örtlich im Bereich von Fehlstellen und Rissen deutlich erhöht, dort allerdings dann auch mit bis zu 2,7 % bezogen auf Zement sehr hoch. Insgesamt fiel jedoch dennoch der Querschnittsverlust an der eingelegten Bewehrung in der Fläche noch relativ gering aus. Sehr ausgeprägt dahingegen war der Schadensgrad an den Stirnkanten der Geschossdecken:

- Stützen,
- Betonabplatzungen im Eckbereich,
- Rissbildungen im Eckbereich,
- Korrosion der Eckbewehrung,
- Unterzüge,
- Diese waren aufgrund der sehr hohen Betongüte nicht geschädigt.

Aufgrund der Untersuchungsergebnisse wurden zunächst Instandsetzungsmöglichkeiten diskutiert. Da im Erdgeschoss des Parkhauses zahlreiche Ladengeschäfte und Gastronomiebetriebe untergebracht sind, war es für den Parkhausbetreiber und Eigentümer völlig undenkbar, mit den konventionellen Instandsetzungsverfahren eine Instandsetzung durchzuführen. Bei dem konventionellen Verfahren hätte der Betonabtrag mittels Höchstdruckwasserstrahlen in erheblicher Menge erfolgen müssen. Ein Weiterbetrieb der Ladengeschäfte und der Restaurants wäre deshalb während der Instandsetzung nur eingeschränkt möglich gewesen. Dies war für den Bauherren inakzeptabel.

Der Bauherr entschied sich, die Geschossdecken und Stützensockel mit dem Instandsetzungsprinzip des kathodischen Korrosionsschutzes instand zu setzen. Parallel zu diesen Arbeiten wurden die Brüstungsplatten aus Stahlbetonfertigteilen aufgrund der umfangreichen Schäden komplett abgeschnitten und durch eine neue leichte Stahlfassade ersetzt.

Sämtliche Arbeiten fanden unter laufendem Betrieb in drei Bauabschnitten statt. Es wurden jeweils nur Teilflächen gesperrt, wobei im ersten Los im Jahr 2004 das gesamte Freideck gesperrt war.

Nach dem Abschneiden der Brüstungsplatten kamen sowohl ausgeprägte Verdichtungsmängel mit weiträumigen Hohlräumen als auch stark korrodierende Bewehrung an den Stirnkanten der Geschossdecken zum Vorschein. Hier waren dann zunächst umfangreiche Instandsetzungsarbeiten mit für KKS geeigneten Mörtelsystemen notwendig.

An den Stützen wurden in Zementmörtel eingebettete Titanbänder als Anoden verwendet. Bei den Geschossdecken wurde eine Titannetzanode in zementösen Verlaufsmörtel eingebettet.

Beim zweiten Bauabschnitt wurden insgesamt 3 Halbebenen in einem Zeitraum von 3 Monaten komplett instand gesetzt. Die Arbeiten verliefen terminlich reibungslos unter laufendem Verkehr. Das Parkhaus konnte zum vorgesehenen Eröffnungstag wieder in Benutzung genommen werden.

Auf das Anodensystem, bestehend aus Titannetzanoden in einem zementösen Einbettungsmörtel, wurde eine OS-8-Beschichtung aufgebracht.

Nach Fertigstellung der Betoninstandsetzungsarbeiten und des kathodischen Korrosionsschutzes sowie sämtlicher Beschichtungsarbeiten auf den Parkdecks wurde dann die neue Fassade angebracht.

Die konventionelle Instandsetzung hätte Mehrkosten von 1,3 Mio. € verursacht, wobei der wirtschaftliche Vorteil durch kürzere Bauzeiten noch nicht mitberücksichtigt ist.

Im Jahr 2007 wurde das Parkhaus durch den Bau eines angrenzenden Einkaufszentrums um 191 Parkplätze erweitert. Dabei mussten einzelne Komponenten des KKS-Systems umgebaut werden. Die KKS-Anlage ist weiterhin aktiv.

5.1.2 Kathodischer Korrosionsschutz hochbelasteter Stützen in einer Tiefgarage

Unter einem im Jahr 1975 erbauten 8-stöckigen Verwaltungsgebäude in Mainz befindet sich eine Tiefgarage mit 156 Stellplätzen für Mitarbeiter und ein kleinerer Anbau.

Die Lasten aus der Überbauung werden in der Tiefgarage über 67 hochbelastete Stützen abgetragen. Zwischen den Stützen bestand der Aufbau der Bodenplatte aus einer 15 cm dicken Stahlbetonbodenplatte, die in Felder unterteilt war. Als Belag war eine Lage Gussasphalt aufgebracht worden. Die Bodenplatte schloss direkt an die Stützen an. Die Stützensockel waren vor dem Eintrag von Tausalz nicht geschützt.

Aufgrund des mangelhaften Gefälles stand ständig Wasser vor den aufgehenden Bauteilen, welches im Winter tausalzhaltig ist. Im Laufe der Jahre ist es dann zu ernsthaften Korrosionsschäden an der Stützenbewehrung durch Chlorideintrag gekommen. Der Chloridgehalt im Stützensockel lag bei Werten von bis zu 4,5 % bezogen auf Zement. Örtlich war die Längsbewehrung der Stützen zu 100 % durchkorrodiert.

Aufgrund der schweren Schädigung waren Sofortmaßnahmen in Form von Schwerlastabstützungen erforderlich.

Bei der Planung zeigte sich schnell, dass eine Instandsetzung nach konventionellen Methoden unmöglich war. Die enge Bewehrung an den Stützensockeln ließ keinen Betonabtrag in der erforderlichen Tiefe zu.

Die Möglichkeit der Anwendung von KKS wurde zunächst im Rahmen einer Machbarkeitsstudie an 2 Stützen erprobt. Die Erfahrungen aus dieser Machbarkeitsstudie konnten dann sinnvoll bei der Planung der Gesamtmaßnahme in ein Ausführungskonzept umgesetzt werden.

Der KKS wurde dann bei diesen Stützen nach folgendem Grundprinzip ausgeführt:

- Titanbandanoden an dem Bewehrungsnetz der Ummantelung für den Schutz der vorderen Bewehrung,
- diskrete Anoden zum Schutz der Rückseite der Bewehrung.

Folgende Arbeitsschritte wurden grundsätzlich bei den zu verstärkenden Stützen ausgeführt:

- HDW-Betonabtrag bis zur Längsbewehrung,
- Einbau einer konstruktiven Längs- und Bügelbewehrung als Bewehrung der Stützensockelverstärkung zur Ertüchtigung des Brandschutzes und als „Träger" der Titanbandanode,
- Einbau der diskreten Anoden,
- Einbau der Titanbandanoden am vorderen Bewehrungskorb,
- Verkabelung KKS-Elemente,
- Einbau der 5 cm dicken Betonummantelung zur Herstellung des Brandschutzes (Bild 40).
  Die Stützen, die nicht ertüchtigt werden mussten, wurden mit Titanbandanoden, eingebettet in eine für KKS geprüfte Mörtelschicht, instand gesetzt.

Die Ausführung erfolgte im Jahr 2008. Für das Projekt wurde die Zustimmung im Einzelfall gemäß Empfehlung des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton bei der obersten Bauaufsichtsbehörde beantragt. Diese wurde am 09.05.2008 erteilt und war damit die erste Zustimmung im Einzelfall für KKS.

Die Bauzeit betrug 10 Monate. Die Belästigungen für die Nutzer der über der Tiefgarage liegenden Büros hielten sich im Rahmen. Nur durch die Anwendung von KKS war dieses Bauwerk wirtschaftlich sinnvoll instand zu setzen.

5.2 Kathodischer Korrosionsschutz bei Brückenbauwerken

Besonders bei Brückenbauwerken kann der KKS eine sehr sinnvolle Instandsetzungsvariante sein. Das folgende Praxisbeispiel handelt von der Instandsetzung der Stützenreihen von 13 Überführungsobjekten an der A2-Südautobahn.

Beim Bau der A2-Südautobahn wurden in den Jahren 1959 bis 1964 zahlreiche Brücken in typischer Bauweise erbaut.

Die Tragwerke der Brücken ruhen auf 3 bis 4 Stützenreihen zwischen den Widerlagern. Diese Stützenreihen bestehen aus 4 bis 5 Einzelstützen, die über einen oberen und einen unteren Querriegel verbunden sind. Einige der Brücken sind Doppelbrücken mit je 2 Stützenreihen.

Die Konstruktionsart der Stützenreihen ist sehr ähnlich, es kann zwischen 4 Arten differenziert werden:

- quadratische Stützen mit Abmessungen 0,60 m × 0,60 m,
- rechteckige Stützen mit Abmessungen 0,70 m × 0,60 m und 0,50 m × 0,60 m,
- wandartige Stützen,
- runde Stützen Ø 1,20 m.

Die Stützenhöhen differieren je nach örtlichen Gegebenheiten. Die Betonoberfläche der Stützen ist entweder gestockt oder aber mit Brettschalung glatt hergestellt. Einige Stützen sind nachträglich beschichtet worden.

Die Bewehrung entspricht den statischen Erfordernissen des jeweiligen Überführungsobjekts. Es ist Längsbewehrung bis Durchmesser 34 mm sowie Bügelbewehrung mit Durchmessern bis 10 mm vorhanden.

Aufgrund der Schäden an den Stützenreihen der viel befahrenen Autobahn wurde im Jahr 2006 eine umfassende Betonsonderprüfung zur Erfassung des Ist-Zustands durchgeführt.

Hierbei zeigte sich eine hohe Chloridkontamination der Stützen bis in große Höhen, deutliche Korrosion an der eingelegten Bewehrung bei Querschnittsverlusten, die überwiegend noch im statisch vertretbaren Rahmen lagen.

Nachdem der Bauherr, die ASFINAG, bereits an den Stützenreihen der Überführungsobjekte Ü 05 bis Ü 12 im Jahr 2003 sehr positive Erfahrungen mit dem kathodischen Korrosionsschutz gemacht hatte, wurde aufgrund der Untersuchungsergebnisse die Entscheidung getroffen, auch die Stützenreihen der Überführungsobjekte Ü 13 bis Ü 22 mittels KKS instand zu setzen.

Die Planung des KKS an den Überführungen sah folgende Besonderheiten vor:

Die Gleichrichtereinheiten werden in sogenannten Streckenstationen (SST) im Bereich des Banketts neben dem Standstreifen der Fahrspur in Richtung Wien untergebracht. Sie sind mit einer Datenaufzeichnungseinheit kombiniert. Die Datenaufzeichnung, -speicherung erfolgt in einer zentralen Einheit, die von der ASFINAG festgelegt wird. Der Datentransfer läuft über Lichtwellenleiter.

Durch die zentrale Datenverwaltung hat der Auftraggeber ständigen uneingeschränkten Zugriff auf sein Bauwerk und kann es durchgängig überwachen.

Das geplante und ausgeführte KKS-System besteht im Wesentlichen aus folgenden Einzelkomponenten:

- Steuereinheit mit Gleichrichter für Stromversorgung,
- Anodensystem (Titannetz, Einbettungsmörtel),
- Bewehrung als Kathode,
- Überwachungssensoren (Referenzelektroden),
- Elektroinstallation.

Jede Stützenreihe ist i. d. R. eine Schutzzone. Kathodisch geschützt werden die Stützen sowie der obere und untere Querriegel.

Schadstellen an den mit KKS zu schützenden Bauteilen waren vor der Anodenmontage mit einem für KKS geeigneten Reprofilierungsmörtel gemäß DIN EN 12696 zu reprofilieren. Keinesfalls durften dabei kunststoffgebundene Haftbrücken verwendet werden. Es wurde der gleiche Mörtel wie für die Einbettung der Anode verwendet. Nach der Reprofilierung der Schadstellen wurden die Kathodenanschlüsse hergestellt und Referenzelektroden eingesetzt.

Als Anode wurde ein Titangitter verwendet.

Nach der Reprofilierung von örtlichen Schadstellen und der Montage des Anodengitters und der Elektroinstallation sowie vor dem Aufbringen des Anodeneinbettungsmörtels war der Untergrund nochmals sorgfältig zu reinigen, um alle Staub- und Schmutzpartikel (z. B. durch Bohren von Befestigungen) zu entfernen.

Die Einbettung der Anode erfolgte mit einem für KKS zugelassenen spritzbarem Instandsetzungsmörtel. Der Mörtel muss eine ausreichende Pufferkapazität gegen mögliche Säurebildung an der Anode aufweisen und ausreichend gasdurchlässig sowie frost-/ tausalzbeständig sein. Hinsichtlich des elektrochemischen Widerstands sind die Anforder_ungen der DIN EN 12696 einzuhalten.

Der Mörtel wurde in einer Schichtdicke von im Mittel 5 cm appliziert.

Die Nachbehandlung gestaltete sich an der A2 mit hohem Windanfall in der warmen Sommerzeit als äußerst schwierig. Man entschied sich schließlich Nachbehandlungs-Sprühmittel aufzusprühen.

Die Oberfläche des Anodeneinbettungsmörtels bleibt nach der Fertigstellung unbeschichtet. Sie wird spritzrau stehengelassen.

Die Datenaufzeichnung, -speicherung erfolgt in einer zentralen Einheit, die von der ASFINAG festgelegt wurde. Der Datentransfer läuft über Lichtwellenleiter.

Zusammenfassung der Installationsschritte

Zur Installation und Ausführung des KKS an den einzelnen Stützenreihen waren folgende Einzelmaßnahmen erforderlich:

- Untergrundvorbereitung am Beton zur Reinigung und Erzielung eines tragfähigen Untergrundes,
- Betoninstandsetzungsmaßnamen an Schadstellen,
- Prüfungen, im Einzelnen,
- Betondeckung der Bewehrung,
- Oberflächenzug-, Haftzugfestigkeit,
- metallleitende Durchverbindung,
- elektrische Leitfähigkeit zwischen Bewehrung und Betonoberfläche,
- Kurzschlussmessung mit Hochvolt- Bürstengerät,
- Kurzschlussmessungen bei Anodengittermontage,
- Kontinuitätsmessungen des Anodengitters,
- Kurzschlussmessungen bei Anodeneinbettung (permanent),
- Kurzzeitpolarisationsmessungen,
- Überprüfung der Zuleitungen.

Inbetriebnahmemessung

- Erhöhung der Betondeckung der Bewehrung an Stellen, die weniger als 15 mm Betondeckung vorweisen,
- Einbinden von metallenen Einbauten in das KKS-System,
- Kathodenanschlüsse herstellen,
- Einbau der Referenzelektroden,
- Installation des Anodengitters und der Primäranode,
- Herstellen der Anodenanschlüsse,
- Elektroinstallation,
- Einbettung des Anodengitters,
- Komplettverkabelung,
- Anschlüsse an Streckenstationen,
- Funktionskontrollmessungen der Referenzelektroden, am KKS-System und den Datenaufzeichnungsgeräten,
- Inbetriebnahme, Regelung der Schutzströme,
- Einstellmessung nach 1 bis 2 Monaten, ggf. Nachregelung.

Die Generalerneuerung der A2 zwischen Guntramsdorf und Wiener Neudorf erforderte ein Arbeiten in mehreren Bauabschnitten unter Zugrundelegung einer von der ASFINAG vorgegebenen Bauzeitenplanung in Abhängigkeit der Verkehrsführungen. Das Zeitfenster war zum Teil sehr eng. Der erste Bauabschnitt mit der Installation des KKS-Systems an den Stützenreihen der Fahrtrichtung Graz wurde im Jahr 2007 abgeschlossen. Im Frühjahr 2008 folgte die mittlere Stützenreihe, im Sommer/ Herbst 2008 die Fahrtrichtung Wien. Erst danach wurde der KKS für sämtliche Stützenreihen in Betrieb genommen werden.

5 Jahre nach Fertigstellung der KKS-Schutzanlage an den 13 Überführungen funktioniert die Anlage einwandfrei und bietet einen hohen Schutz für die Bauwerke vor weiterführender chloridinduzierter Korrosion.

6 Zusammenfassende Betrachtung

Der vorliegende Beitrag bietet einen Überblick über die Grundlagen, den Stand der Technik und der Wissenschaft sowie einige interessante Fälle aus der praktischen Umsetzung. Ein Anspruch auf Vollständigkeit im Hinblick auf sämtliche Hintergründe, historische Entwicklungen und die gängige Ausführungspraxis kann aus Zeit- und Platzgründen an dieser Stelle nicht bestehen. Es konnte jedoch herausgearbeitet werden, dass der kathodische Korrosionsschutz ein seit vielen Jahren bewährtes, wissenschaftlich sehr gut fundiertes und vor allem auch in der Praxis konkurrenzfähiges, weil wirtschaftliches Verfahren zur Instandsetzung von Stahl- und Spannbetonbauwerken ist. Die Entwicklung der letzten zehn Jahre hat vor allem verdeutlicht, dass in vielen Fällen, außer kathodischem Schutz lediglich Teil- oder Kompletterneuerungen von Tragwerken für die Ertüchtigung von Bauwerken infrage kommen. Diese sind jedoch im Gegensatz zum kathodischen Korrosionsschutz in aller Regel massive Eingriffe in bestehende und „noch" funktionierende Systeme, welche nach Möglichkeit, nicht nur weil sie wenig wirtschaftlich sind, sondern weil sie mitunter auch zu einem völlig anderen Tragverhalten des angrenzenden Tragwerks führen können, zu vermeiden sind.

Die vorhandenen Regelwerke zum kathodischen Korrosionsschutz bilden die Grundlage für einen sicheren, wirtschaftlichen und technisch einwandfreien Einsatz des Verfahrens. Dabei stellen nicht nur die klar definierten Leistungsanforderungen an KKSB-Systeme, wie sie in der DINEN ISO 12696 definiert sind, einen wesentlichen Sicherheitsaspekt dar, sondern auch und gerade die Möglichkeit des Einsatzes von Fachpersonal, welches nach DIN EN 15257 zertifiziert ist. Für Bauherrn ist ein derartiger, objektiver Qualifikationsnachweis ein wünschenswertes Instrument, um hohe Folgekosten bei der Instandsetzung, die auf eine mangelnde Ausführung zurückzuführen sind, zu vermeiden.

7 Literatur

Der Beitrag beruht auf im Wesentlichen auf Publikationen der Autoren auf Tagungen, deren Inhalte nicht öffentlich zugänglich sind. Basis des Beitrags ist eine neuere Publikation von

Thorsten Eichler, Susanne Gieler-Breßmer: Kathodischer Schutz im Stahlbetonbau, die im Betonkalender 2015 Bauen im Bestand Brücken Herausgegeben von Konrad Bergmeister, Frank Fingerloos und Johann-Dietrich Wörner 2015 Ernst & Sohn GmbH & Co. KG.
Published 2015 by Ernst & Sohn GmbH & Co. KG

erschienen ist. Dort sind auch alle hier nicht einzeln aufgeführten Literaturstellen und in die in der Zwischenzeit erhebliche Sekundärliteratur zum Thema Kathodischer Korrosionsschutz im Stahlbeton verzeichnet.

Autoren

Prof. Dr.-Ing. Bernd Isecke
Thorsten Eichler Corr-Less Isecke & Eichler
Consulting GmbH & Co KG
Kurfüstendamm 194
10707 Berlin

Dr.-Ing. Thorsten Eichler
Thorsten Eichler Corr-Less Isecke & Eichler
Consulting GmbH & Co KG
Kurfüstendamm 194
10707 Berlin

Dipl.-Ing. Susanne Gieler-Breßmer
IGF Ingenieur-Gesellschaft f. Bauwerkinstand
Gieler-Breßmer & Fahrenkamp GmbH
Tobelstr. 8
73079 Süßen

Monitoring und Instandhaltung instandgesetzter Bauwerke

Christoph Gehlen, Till Felix Mayer und Angelika Schießl-Pecka

Zusammenfassung

In dem Beitrag bzw. dem dazugehörigen Vortrag wird nach einer allgemeinen Einführung gezeigt, warum Monitoring und Instandhaltung von instandgesetzten Bauwerken notwendig ist. An vier ausgewählten, realen Beispielen wird illustriert, wie die Funktionalität und Effektivität von durchgeführten Schutz und Instandsetzungsmaßnahmen laufend kontrolliert wird. Die hier gezeigten, nicht nur im Zuge von Instandsetzungen, sondern z. T. auch bei Neubauten eingesetzten Systeme laufen in den nachfolgend beschriebenen Objekten z. T. schon länger als 10 Jahre und werden bis heute regelmäßig ausgelesen und zur Zustandsbewertung der Objekte verwendet.

1 Einführung

Die Mobilität und industrielle Leistungsfähigkeit einer Gesellschaft hängen direkt von der technischen Zuverlässigkeit der Bauwerke ab, die unsere Infrastruktur ausmachen: befestigte Straßen und Schienentrassen, Wasserbauwerke, Brücken (vgl. hierzu Abb. 1), Tunnel, Kanäle etc.

Abb. 1: Infrastruktur aus Beton als Grundlage moderner Industriegesellschaften: Stark beanspruchte Brückentragwerke (Foto aus Hamburger Abendblatt), Deterioration der Infrastruktur wird zum Thema aktueller Medienberichterstattung in Deutschland

Aufgrund des zunehmenden Alters, des fortlaufend zugenommenen Beanspruchungsgrades der Bauwerke, aber auch aufgrund der nicht hinreichenden Berücksichtigung aller Einwirkungen bei der Bemessung, ist die Zuverlässigkeit dieser Bauwerke in den letzten Jahren und Jahrzehnten erheblich gesunken, vgl. hierzu die Zustandsnotenentwicklung von Brücken im Bundesfernstraßennetz, 1998 bis 2011 (Abb. 2) und deren weitere Prognose bis zum Jahre 2020, Abb. 3.

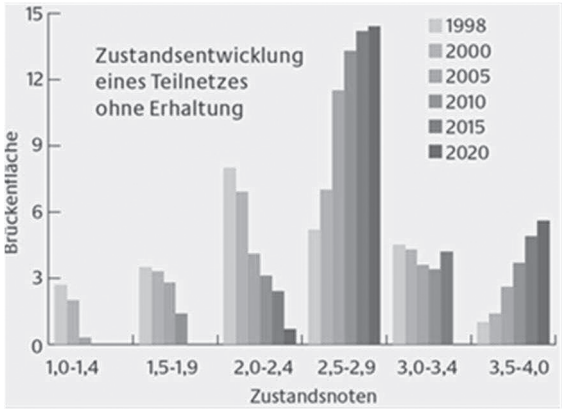


Abb. 2: Zustandsentwicklung von Brückenflächen in Deutschland (http://www.bast.de)

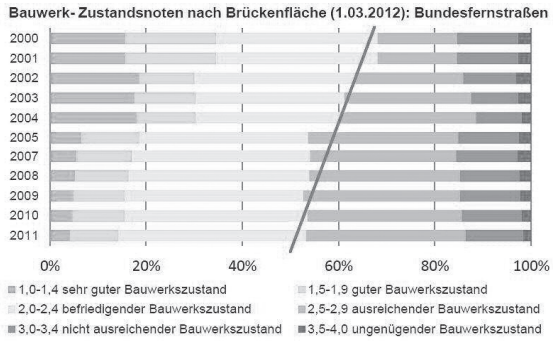


Abb. 3: Entwicklung der Bauwerks-Zustandsnoten („Strategie zur Ertüchtigung der Straßenbrücken im Bestand der Bundesfernstraßen", Vorlage an den Ausschuss für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung des Deutschen Bundestages)

Die altersbedingt sinkende Zuverlässigkeit erfordert immer mehr Instandsetzungsaktivitäten.

Um die betroffene Infrastruktur nach Instandsetzung möglichst langlebig weiter betreiben zu können, müssen die Instandsetzungsaktivitäten sorgsam geplant und durchgeführt werden. Bei der Planung kommt es vor allem darauf an, die Ursachen für die festgestellten Probleme zu identifizieren. Dies geschieht i.d.R. durch gezielte Inspektionen, die zur Vorbereitung einer Instandsetzungsplanung durchgeführt werden. Ist die Ursache für die ortsgenau festgestellten Probleme gefunden, kann das Instandsetzungsziel definiert werden. Zur Erreichung des Ziels kann man i.d.R. zwischen verschiedenen Instandsetzungsprinzipien bzw. -varianten wählen, vgl. [1]. Nicht selten wird jedoch, verursacht durch die vor Ort vorliegenden Randbedingungen, die Anzahl möglicher Instandsetzungsoptionen verringert.

Ist die optimale Instandsetzungsvariante gefunden und ausgeführt, kommt es nach Durchführung vor allem darauf an, dass sich die durch Instandsetzung erhofften Effekte bzw. Ziele auch tatsächlich so einstellen bzw. erreicht werden.

Verfolgt eine Instandsetzung z. B. das Ziel, das Eindringen von schädlichen Stoffen in das Bauwerk zu verhindern, kann über Monitoring-Systeme, insbesondere auch an nachher unzugänglichen Bereichen, kontinuierlich beobachtet werden, ob der gewünschte Effekt sich auch tatsächlich eingestellt hat und dauerhaft wirksam bleibt. Verfolgt die Instandsetzung das Ziel, die Passivität der Bewehrung entweder zu erhalten oder, weil bereits depassiviert, wiederherzustellen, können geeignete Monitoringkonzepte helfen, den Erfolg der Maßnahme festzustellen. Durch die laufende Überprüfung kann nicht nur die Funktionalität der Maßnahme bestätigt, sondern auch deren Effektivität quantifiziert werden.

Im Folgenden werden vier konkrete Beispiele kurz vorgestellt.

2 Beispiele zum Nachweis der Effektivität und der dauerhaften Funktionalität von Schutz- oder Instandsetzungsmaßnahmen

2.1 Portal eines Autobahntunnels

Bei der Herstellung des nachfolgend beschriebenen Autobahntunnelportals war es aufgrund der sehr anspruchsvollen Geometrie (schlanke, stark geneigte, doppelt gekrümmte Oberflächen) zu Betonierfehlern gekommen. Diese Fehler mussten durch sehr aufwendige Spritzbetonarbeiten und Oberflächenbehandlung korrigiert werden. Zur Steigerung der Dauerhaftigkeit dieses scharf exponierten Tunnelportals (XF4, XD1), wurde vom Auftraggeber nach Durchführung der Betonarbeiten eine Zusatzmaßnahme gewünscht, die helfen sollte, das Endringen schädlicher Stoffe zu verhindern bzw. zu verlangsamen. Als „schädliche Stoffe standen wegen zu erwartender Frostbeanspruchungen „Wasser“ und darin gelöst, wegen zu befürchtender chloridinduzierter Bewehrungskorrosion „Chlorid“ im Fokus.

Das Erscheinungsbild des Portals sollte nicht durch eine filmbildende Beschichtung beeinträchtigt werden.

Appliziert wurde eine sogenannte Tiefenhydrophobierung, die durch kontinuierliches Monitoring auf ihre Wirksamkeit kontrolliert werden sollte. Zur Kontrolle der Wirksamkeit wurden in separat hergestellten und in der Nähe des Portals angebrachten hydrophobierten und nicht hydrophobierten Betonplatten aus Spritzbeton Widerstandssensoren eingebaut, vgl. Abb. 4, die im weiteren Verlauf kontinuierlich ausgelesen werden sollten.

Es zeigte sich, dass die bei den hydrophobierten Betonplatten oberflächennah gemessenen Elektrolytwiderstände deutlich über denen der unhydrophobierten Platten lagen. Die Unterschiede zeigen sich beim Vergleich der Abb. 5 und 6 und deuten auf eine dauerhaft wirksame „Trockenlegung“ der hydrophobierten Spritzbetonplatten hin. Die durch Tiefenhydrophobierung erreichten, deutlich höheren Widerstände lassen sowohl eine gesteigerte Frostbeständigkeit des Portals erwarten, als auch eine deutlich geringere Gefahr einer chloridinduzierten Bewehrungskorrosion.

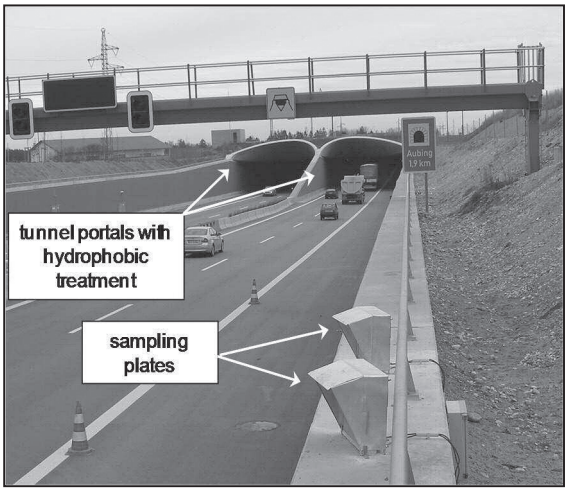


Abb. 4: Instandgesetztes, hydrophobiertes Tunnelportal und mit Feuchtesensoren instrumentierte Betonplatten, die mit dem gleichen Material hergestellt wurden, mit dem das Portal instandgesetzt wurde

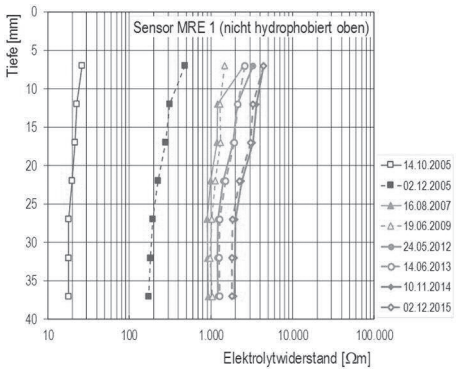


Abb. 5: Widerstandsprofile der nicht hydrophobierten Betonplatten

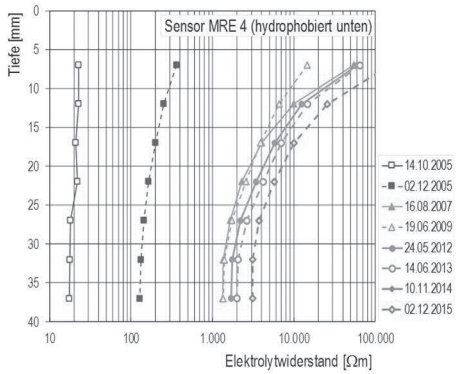


Abb. 6: Widerstandsprofile der hydrophobierten Betonplatten

2.2 Brücke

Bei dem hier vorgestellten 2. Beispiel, einer Brücke, wurden im Rahmen einer vertieften Inspektion folgende Problemkreise vorgefunden,

- eine nicht mehr funktionstüchtige Abdichtung an der Oberseite und
- eindeutige Befunde, dass sowohl an der Betonstahl- als auch an der Spannbewehrung chloridinduzierte Korrosion stattgefunden hat.

Die Instandsetzung hatte folgenden Umfang:

- Entfernung des chloridbelasteten Betons,
- Bewehrungsergänzung und
- Erneuerung der Abdichtung.

Um die Wirksamkeit der Abdichtung auch während des Betriebs ständig kontrollieren zu können, wurde im Zuge der Instandsetzung in beiden Tiefpunkten der Brücke ein Monitoringsystems bestehend aus sogenannten Multiringelektroden (MRE's) eingebaut. Eine im Falle von Undichtigkeiten zunehmende Betonfeuchte sollte durch kontinuierliche Widerstandsmessung im oberflächennahen Beton detektiert werden, vgl. Abb. 7. Eine ausführliche Beschreibung dieses Anwendungsbeispiels enthält [3].

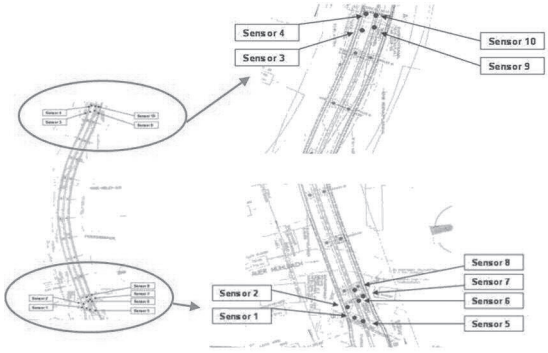


Abb. 7: Anordnung von 10 Multiringelektroden in Tiefpunkten einer Brücke.

Die Messergebnisse lassen bis heute den Schluss zu, dass von einer intakten Abdichtung ausgegangen werden kann.

2.3 Parkhaus

Bei dem im Vortrag als Beispiel 3 vorgestellten Parkhaus, vgl. Abb. 8, handelt es sich um ein Objekt, bei dem zur Kontrolle der „Chloridbarriere" Betondeckung, die in ungerissenen Bereichen der Parkdecks die einzige Barriere gegenüber einer Chlorideinwirkung darstellte, Korrosionsbeobachtungssysteme eingesetzt wurden. Weitere Ausführungen einschließlich einer ausführlichen Objektbeschreibung sind in Gehlen et al. [2] zu finden.

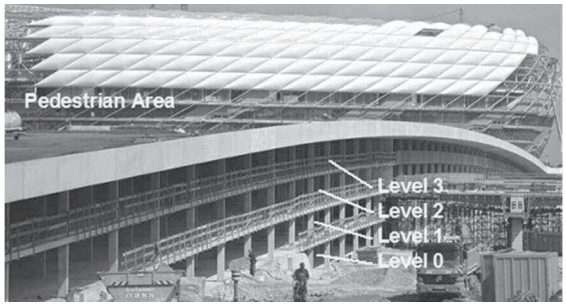


Abb. 8: Parkhaus Allianz-Arena

2.4 Tiefgarage

Bei der im Vortrag als 4. Beispiel vorgestellten Tiefgarage handelt es sich um ein Objekt, das nach Herstellung eine ungewöhnlich umfangreiche Rissbildung sowohl in der Bodenplatte als auch in den Geschossdecken zeigte. Vor Inbetriebnahme wurde keine schützende Beschichtung aufgebracht, so dass sowohl die Geschossdecken als auch die Bodenplatte einer Chlorideinwirkung ausgesetzt war. Infolgedessen kam es zu einer moderaten Chloridbelastung aller befahrenen Bauteile. In ungerissenen Bereichen war diese Belastung noch unkritisch, in gerissenen Bereichen hatten die eingeschleppten Chloride an risskreuzender Betonstahlbewehrung jedoch vereinzelt schon zu Korrosion geführt. Dies war mit Hilfe von flächigen Potentialfeldmessungen festgestellt worden.

Ein „Ausräumen" aller Risse wäre wirtschaftlich einem Totalschaden gleichgekommen, vgl. Abb. 9. Zu viele Risse hätten ausgeräumt werden müssen.

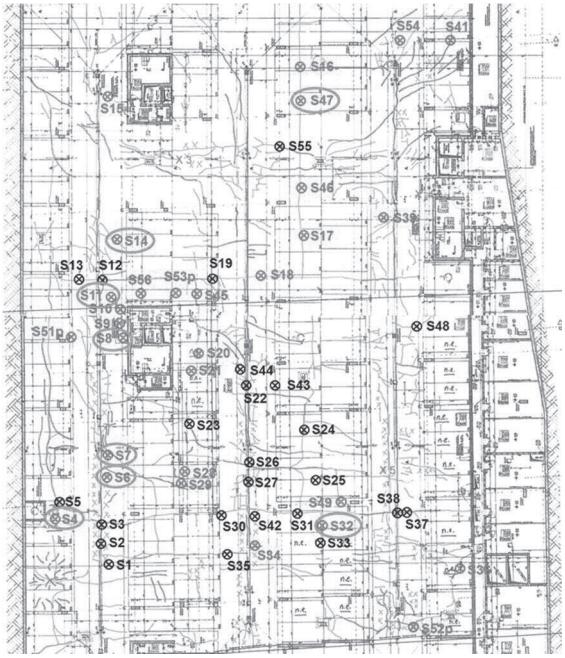


Abb. 9: Grundriss einer Tiefgarage, die aufgrund verschiedener Beanspruchungen in großem Umfang Risse (Biege- und Trennrisse) aufweist

Aufgrund der insgesamt vergleichsweise noch niedrigen Chloridbelastung entschied man sich in diesem Pilotprojekt, die Risse nicht auszuräumen, sondern im Zuge einer vollflächigen, rissüberbrückenden Beschichtung trocken zu legen. Die Wirksamkeit der Trockenlegung sollte durch im Rissbereich nachträglich eingebaute Korrosionssensoren überprüft bzw. beobachtet werden, vgl. Abb. 10 und 11.

Bei Durchführung der Maßnahme war darauf zu achten, dass die mit Hilfe von Potentialfeldmessungen und Bewehrungsscans identifizierten, korrodierenden Bewehrungsstäbe aus dem Bewehrungsnetz zunächst isoliert wurden (Abb. 10), um sie dann einer externen Korrosionsmessung zugänglich zu machen, vgl. Abb. 11.

Die Isolation der korrodierenden, risskreuzenden Bewehrung geschah durch Bohrkernentnahmen, vgl. Abb. 10 und 11.

Die erst kürzlich eingebauten Korrosionssensoren sollen nun über einen längeren Zeitraum kontinuierlich ausgelesen werden. Die vor Applikation der Beschichtung gemessenen Korrosionsströme, so die Erwartung, sollen durch die Beschichtungsmaßnahme deutlich reduziert werden, im besten Fall sogar auf Null zurückgehen.

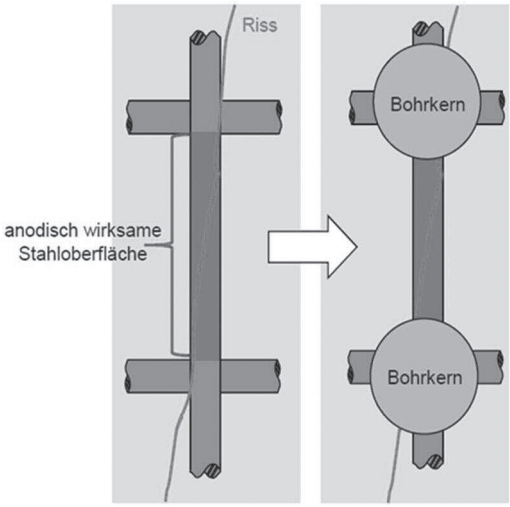


Abb. 10: Isolierung eines risskreuzenden, anodisch wirkenden „Bewehrungsstabs" durch Bohrkernentnahme

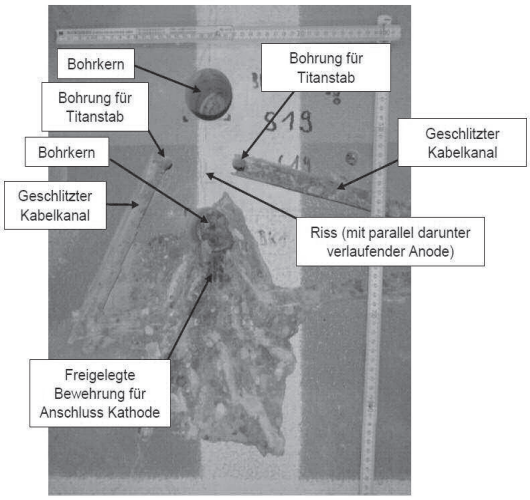


Abb. 11: Installation eines Korrosionssensors im Rissbereich einer Tiefgaragendecke

3 Literatur

[1] Richtlinie für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Oktober 2001.

[2] Gehlen, C.; Kapteina, G.; Schießl-Pecka, A.; Mayer, T.: Life cycle management demonstrated on the example of a parking garage. In: Concrete in Australia, Volume 40 (Issue 4), pp. 42 – 49, 12/2014, Concrete Institute of Australia, North Sydney, Australia, ISSN: 1140-656X.

[3] Sodeikat, Ch.: Feuchtesensoren in der Bauwerksüberwachung. Beton- und Stahlbetonbau 105 (2010), Heft 12, S. 770 – 777.

Autoren

Prof. Dr.-Ing. Christoph Gehlen
Centrum Baustoffe und Materialprüfung
TU München
Baumbachstraße 7
81245 München

Dr.-Ing. Till Felix Mayer
Ingenieurbüro Schiessl Gehlen Sodeikat GmbH
Landsberger Str. 370
80687 München

Dr.-Ing. Angelika Schießl-Pecka
Ingenieurbüro Schiessl Gehlen Sodeikat GmbH
Landsberger Str. 370
80687 München

Instandsetzung oder Neubau?
Technische und wirtschaftliche Betrachtungen

Timo Wüstholz

Zusammenfassung

Brücken, insbesondere Straßenbrücken, unterliegen neben den konstruktionsbedingten Beanspruchungen (Eigengewicht und ggf. Vorspannung) einer Reihe von nutzungsbedingten und klimatischen Einwirkungen. Vor allem die direkten und indirekten Verkehrseinwirkungen, die in den letzten Jahrzehnten drastisch zugenommen haben, und die im Laufe der Nutzungszeit, die bei Spann- und Stahlbetonüberbauten üblicherweise mit rund 70 Jahren angesetzt wird, führen zu einer allmählichen Bauwerksdegradation. Aufgrund der miteinander in wechselseitiger Beziehung stehenden Einflussgrößen müssen insbesondere im Brückenbau neben den rein materialtechnologischen Schädigungsmechanismen und Schäden auch die statisch-konstruktiven Besonderheiten sowie die verkehrlichen Rahmenbedingungen in Rahmen einer ganzheitlich angelegten Betrachtung und Risikobewertung beleuchtet werden. Insbesondere Spannbetonhohlkästen der 1960er und 1970er Jahre weisen nach dem heutigen Kenntnisstand eine Reihe typischer (bauzeitabhängiger) Schwachstellen auf, die sich bei der Bauwerksprüfung und bei der sog. Brückennachrechnung zeigen können. Im Ergebnis bedeutet dies, dass eine Reihe von Spannbetonbrücken der 1960er und 1970er Jahre, vor allem vorgespannte Talbrücken im Zuge der hoch belasteten Bundesfernstraßen, bereits nach 40 bis 50 Nutzungszeit ersetzt werden müssen. Die Beantwortung der Frage „Instandsetzung oder Neubau?" gestaltet sich im Einzelfall als vielschichtige Aufgabenstellung. In diesem Beitrag wird anhand verschiedener Spannbetonbrücken aufgezeigt, welche Tragwerkswerkstypen in einer ersten, gröberen Betrachtung als weniger robust und welche als vergleichsweise robust und damit zunächst grundsätzlich als erhaltenswert angesehen werden können – auch die als kritisch einzustufenden Baustoffe und Bauteile finden dabei Beachtung. Wo sog. Monitoringsysteme eingesetzt werden können, und welche Randbedingungen dabei zu beachten sind, wird ebenfalls beleuchtet. Schließlich werden am Beispiel eines Vertreters der Spannbetonhohlkastenbrücken der 1970er Jahre die einzelnen Verfahrensschritte und die zugehörigen technischen und wirtschaftlichen Bewertungsmethoden aufgezeigt, die der Entscheidung „Instandsetzung oder Neubau" zugrunde lagen. Aufgrund der Verkehrsbedeutung und der notwendigen planungstechnischen und baurechtlichen Vorlaufzeit wurde im vorgestellten Fall eine bauliche Übergangsmaßnahme in Form einer Teilverstärkung und -instandsetzung als notwendig erachtet, bis der eigentliche Neubau erfolgt. Dabei wird auch kurz auf die unvermeidbaren technischen und wirtschaftlichen Risiken eingegangen, die jede Instandsetzung in sich birgt.

1 Einleitung

Brücken, insbesondere Straßenbrücken, unterliegen einer Reihe von nutzungsbedingten Einwirkungen (Verkehrseinwirkungen). Hinzu kommen klimatische Einwirkungen (temperaturbedingte Längenänderungen, unterschiedliche Erwärmung von Ober- und Unterseite, Frost) sowie die Beanspruchungen aus dem Eigengewicht, das bei durchschnittlich schlanken Stahl- und Spannbetonbrücken die Gesamteinwirkungen dominiert. Die direkten und indirekten Verkehrseinwirkungen führen im Laufe der Nutzungszeit, die bei Spann- und Stahlbetonüberbauten gemäß [17] mit rund 70 Jahren angesetzt wird, zu einer Bauwerksdegradation in Form von bereichsweisen Entfestigungen, Substanzverlust (Querschnittsschwächung), Versprödung und durch dynamische Beanspruchungen hervorgerufene Ermüdungserscheinungen. Die klimatischen Einwirkungen führen in Verbindung mit dem für die Verkehrssicherheit notwendigen aber für die Konstruktion sehr schädlichen Tausalz zu Betongefügeschädigungen und zur Korrosion des Spann- und Bewehrungsstahls. Hinzu kommt, dass vor allem die Spannbetonbrücken bis Ende der 1970er Jahre nach anderen Konstruktions- und Bemessungsregeln erstellt wurden und heutigen Anforderungen an die Tragwerkszuverlässigkeit nicht mehr genügen.

2 Verkehrsbeanspruchung und Altersstruktur

Im Gegensatz zu Hochbauten, wo sich in vielen Fällen die Nutzlasten eines Bürogebäudes über die letzten Jahrzehnte nicht oder nur unwesentlich geändert haben, kam es bei Straßenbrücken - vor allem auf den Bundesautobahnen - aufgrund der drastischen Verkehrssteigerung (Fahrzeuganzahl und vor allem Fahrzeuggewichte des maßgebenden Schwerverkehrs DTVSV[1]) zu einer erheblichen Nutzungsänderung. Auf die Verkehrsbeanspruchung im Verhältnis zum Eigengewicht wird an späterer Stelle eingegangen. Beispielsweise hat sich der Verkehr auf den Bundesautobahnen nach einer Erhebung der BMVBS aus dem Jahre 2009 seit Gründung der Bundesrepublik auf den 18-fachen Wert erhöht. Die Folge ist, dass z.B. bei Karlsruhe im Jahresschnitt rund 140.000 Kfz pro Tag die BAB A5 passieren, bei der BAB A6 im Bereich Heilbronn sind es rund 100.000 Kfz pro Tag.Verkehrsprognosen schätzen für diesen Bereich der BAB A6 eine Steigerung des Schwerverkehrs bis zum Jahre 2025 um weitere 25 % gegenüber 2013. Diese Entwicklung konnte in den 1970er Jahren, die etwa den Schwerpunkt der Brückenbautätigkeit in Baden-Württemberg (Abb. 2) markieren, niemand erahnen. Hinzu kommt, dass der genehmigungspflichtige Schwerverkehr, also Großraum- und Schwertransporte, die auf bestimmten Routen nicht selten Gewichte bis 300 Tonnen und mehr aufweisen können, in den letzten Jahren exponentiell zunahm.

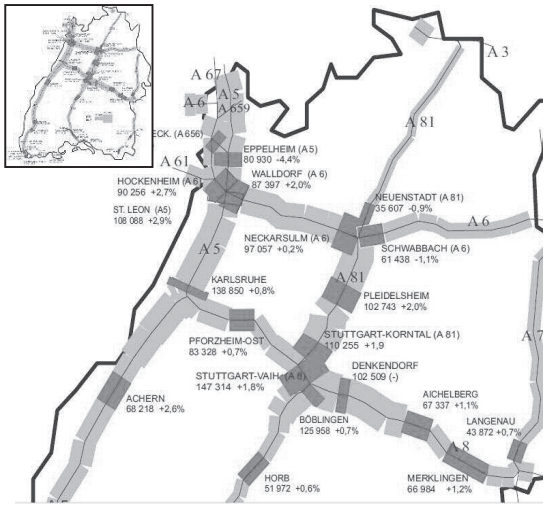


Abb. 1: Verkehrsstärken auf Autobahnen in Baden-Württemberg im Jahr 2013 [1]

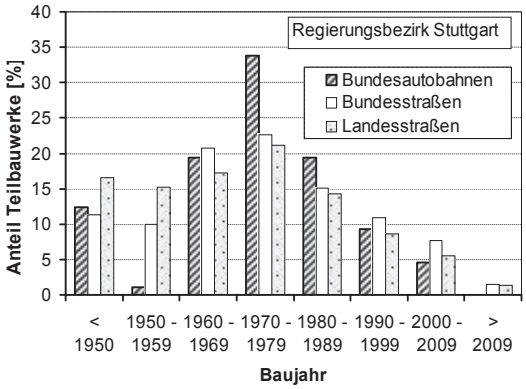


Abb. 2: Typische Altersstruktur der Straßenbrücken. Hier am Beispiel von Baden-Württemberg (Regierungsbezirk Stuttgart)

3 Elemente der Bauwerkserhaltung

Im Folgenden werden kurz die wesentlichen Elemente der Bauwerkserhaltung beschrieben.

3.1 Prüfung, Überwachung, Beobachtung und Bewertung nach DIN 1076 und RI-EBW-PRÜF

Basis für die Erhaltungsplanung von Ingenieurbauwerken bilden einerseits die regelmäßigen Bauwerksprüfungen, die bei Brücken als Hauptprüfungen, einfache Prüfungen, jeweils im 6-jährigen Turnus, bzw. als anlassbezogene Sonderprüfungen, nach den Regelungen der DIN 1076 [2] durchzuführen sind. Die Richtlinie RI-EBW-PRÜF [3] macht hierbei Vorgaben zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung der Prüfergebnisse nach DIN 1076. Der Bauwerkszustand wird durch eine Zustandsnote (ZN) bewertet, die unter Einbeziehung aller Einzelschäden hinsichtlich der Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit automatisiert berechnet wird.

Mindestens ebenso wichtig ist die ebenfalls in der DIN 1076 geregelte Bauwerksüberwachung in Form von Bauwerksbesichtigungen (jährlich) und laufenden Beobachtungen (halbjährlich und laufend im Rahmen der Streckenkontrolle), die durch die Straßenbetriebsdienste durchgeführt werden, um etwa Undichtigkeiten der Bauwerksentwässerung etc. sowie entstehende Schäden frühzeitig zu erkennen und somit rechtzeitig Maßnahmen einleiten zu können.

[1] DTV_{SV} = Anzahl von Kraftfahrzeugen in 24 h mit zul. Gesamtgewicht > 3,5 t

3.2 Objektbezogene Schadensanalyse (OSA) als erweitertes Bewertungsinstrument

Erfordert die Bewertung eines Schadens zusätzliche, über die Bauwerksprüfung nach DIN 1076 hinausgehende Untersuchungen, dann wird eine sog. objektbezogene Schadensanalyse (OSA) durchgeführt. Der Ablauf einer solchen OSA ist im zugehörigen OSA-Leitfaden [16] beschrieben. Mit einer OSA geht eine Neuermittlung der Bauwerkszustandsnote (ZN) einher.

Im Einzelnen werden im Rahmen einer OSA beispielsweise Fragen zur Restquerschnittsfläche von tragenden Querschnitten und somit zur Resttragfähigkeit, zur Carbonatisierung, zur Chlorideindringtiefe oder etwa zur partiellen Betondruckfestigkeit beantwortet. Nach Ansicht des Richtliniengebers sind vor allem zerstörungsarme oder zerstörungsfreie Untersuchungsmethoden (ZfP) von Bedeutung, die durch rechnerische Verfahren, etwa statische Berechnungen (Standsicherheitsnachweise, FEM-Berechnungen etc.), zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Bauteilen und Bauwerken ergänzt werden. Damit wird schon deutlich, dass selbst eine rein schadensbasierte Entscheidung „Instandsetzung oder Neubau" immer auch die Frage der Standsicherheit bzw. die der verbleibenden Tragreserven einer Brücke (Abb. 3) aufwirft, da Schäden größeren Ausmaßes vielfach einen signifikanten Einfluss auf die lokale - in Teilen sogar - auf die globale Standsicherheit einer im Betrieb befindlichen Straßenbrücke haben. Insofern sind immer auch Maßnahmen einer Entlastung in Form einer Reduktion der Verkehrslasten zu prüfen (vgl. Abschnitt 7), womit wir beim letzten und zugleich strategischen Element der Bauwerkserhaltung angekommen sind, der sog. Nachrechnung von Brücken.

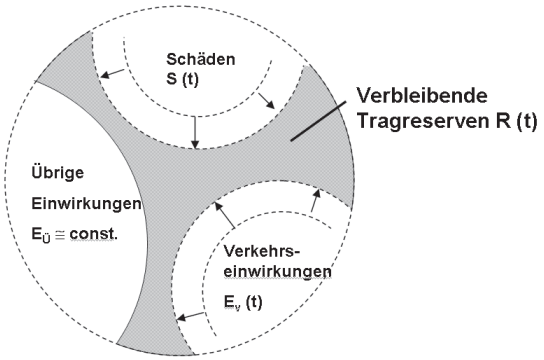


Abb. 3: Schematische Darstellung der zeitlich veränderlichen Tragreserven einer Brücke

3.3 Nachrechnung von Brücken

Die normativen und vertraglichen Vorgaben zur Konstruktion, Bemessung und zum Bau von Straßenbrücken waren in den letzten Jahrzehnten einer ständigen Veränderung unterworfen. Die Gründe liegen einerseits in Erkenntnissen, die aus dem Betrieb, der laufenden Bobachtung und der regelmäßigen Prüfung gewonnen wurden. Andererseits wurde dem stetig gestiegenen Verkehrsaufkommen und den Ergebnissen aus der Forschung und Entwicklung Rechnung getragen. Einzelne Zementarten, die zeitweise auch im konstruktiven Ingenieurbau für Fertigteile verwendet worden waren, wie etwa Tonerdeschmelzzement, wurden nach Schadensfällen Anfang der 1960er Jahre für tragende Bauteile verboten. Die Zulassungen von Spannstählen mit ausgeprägter Neigung zur Wasserstoffversprödung wurden nach dem Bekanntwerden dieser Eigenschaft zurückgezogen. Anfänglich zu geringe Betondeckungen und Mindestbauteilabmessungen wurden schrittweise deutlich erhöht. Schließlich wurden die Verkehrslastmodelle (→ Brückenklassen nach DIN 1072 [5], [6] und Lastmodelle nach DIN-FB 101 [20] bzw. DIN EN 1991-2 [22], [23]) im Laufe der Jahre dem gestiegenen und prognostiziertem Verkehrsaufkommen ständig angepasst. Erwähnenswert ist auch die Abkehr vom Hauptspannungskriterium bei der Schubbemessung von Spannbetonbrücken durch die Einführung der fachwerksmodellbasierten Schubbemessung im Jahre 1973. Bedeutsam ist auch die Einführung des Temperaturlastfalles im Jahre 1979, der bei statisch unbestimmten Tragwerken zu beachten ist und der mitunter zu erheblichen Zwangsbeanspruchungen führt, die in der Größenordnung der gleichmäßig verteilten Verkehrlast (UDL) liegen können. Zwar bauen sich diese Zwangsbeanspruchungen durch Risse teilweise ab, aber ausgerechnet in den (seinerzeit) nur schwach konstruktiv bewehrten Koppelfugenquerschnitten, die ja üblicherweise in den Momentennullpunkten der Eigengewichtsbeanspruchung liegen, birgt dies dann die Gefahr einer unplanmäßigen Spannstahlermüdung. Nachdem diese Schwachstellen im Bereich der Spanngliedkoppelfugen bekannt waren, wurden diese im Nachhinein untersucht[2] [24] und die statisch-konstruktiven Vorgaben im Regelwerk dementsprechend angepasst.

Seit dem endgültigen Vorliegen der sog. **Nachrechnungsrichtlinie** des Bundes [18], die im Jahre 2011 verbindlich für Bundesfernstraßenbrücken eingeführt wurde, liegt nun erstmalig ein einheitlicher Bewertungsmaßstab vor, mit dem die Zukunftsfähigkeit des mannigfaltigen Brückenbestandes betrachtet

[2] In Baden-Württemberg ab dem Jahre 1977 gemäß Runderlass 66/3453/4 des Ministeriums für Wirtschaft, Mittelstand und Verkehr vom 4. März 1977

wird. Dabei werden die vordringlich zu betrachtenden Brücken, dies sind im Wesentlichen statisch unbestimmte Mehrfeldbrücken mit Baujahr vor 1980 (→Temperaturlastfall), nach aktuellen Bemessungsvorschriften und für eine prognostizierte Verkehrsbedeutung und -belastung, das die Wahl des anzusetzenden Verkehrslastmodells bestimmt, sukzessive nachgerechnet und hinsichtlich der Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit bewertet. Die Brückennachrechnung stellt damit ein strategisches Element der Bauwerkserhaltung dar.

4 Wichtige technische Entscheidungskriterien im Einzelnen

Im Folgenden werden die Erkenntnisse aus der Bauwerksprüfung, Überwachung und Nachrechnung zusammengefasst. Am Beispiel von Spannbetonbrücken werden die einzelnen technischen Aspekte dargestellt, die bei der Entscheidungsfindung „Instandsetzung oder Neubau" herangezogen werden können.

4.1 Korrosion und Korrosionsgefährdung

Die gefährliche Chloridkorrosion, die im Vergleich zur Carbonatisierungskorrosion wesentlich schneller voranschreitet und äußerlich, aufgrund der ausbleibenden Volumenvergrößerung der Korrosionsprodukte, i.d.R. ohne Betonabplatzungen - also im Verborgenen - abläuft, führt zusätzlich zur raschen Querschnittsschwächung infolge des Lochfraßes und aufgrund der Kerbwirkung relativ schnell zu einem bereichsweisen Ausfall der (Spann-)Bewehrung und insbesondere bei den Spannbetonbauwerken zum lokalen Abfall der Vorspannung (Abb.4). Der im abgebildeten Beispiel verbaute Spannstahl war entsprechend den Bauwerksunterlagen als nicht empfindlich hinsichtlich einer Spannungsrisskorrosion eingestuft. Gut zu erkennen sind die für Chloridkorrosion typischen blau-schwarzen Verfärbungen.

Die zulässigen Chloridgehalte betragen gemäß der DIN 1045-2 [7] bei der Herstellung von Betonen für Spannbetonbauteile 0,2 M.-%, für Stahlbetonbauteile 0,4 M.-% des Zementgehaltes. Allerdings dürfte davon auszugehen sein, dass derartige Grenzwerte keine absolute Gewähr für das Auftreten oder Ausbleiben einer Chloridkorrosion darstellen. Vielmehr dürfte dies eine Frage der Wahrscheinlichkeit des Auftretens sein, siehe hierzu auch [9].

Besonders kritisch ist die sog. Spannungsrisskorrosion. Bestimmte legierte Spannstähle, die eine ausgeprägte Neigung zur Wasserstoffversprödung aufweisen, können selbst noch nach Jahren und Jahrzehnten im Zuge einer korrosionsbedingten Wasserstofffreisetzung (auch bei vollständig verpressten Hüllrohren) durch einen Sprödbruch versagen. Im Abschnitt 4.3.2, in dem problematische Baustoffe aufgeführt sind, wird dieser Punkt nochmals aufgegriffen.

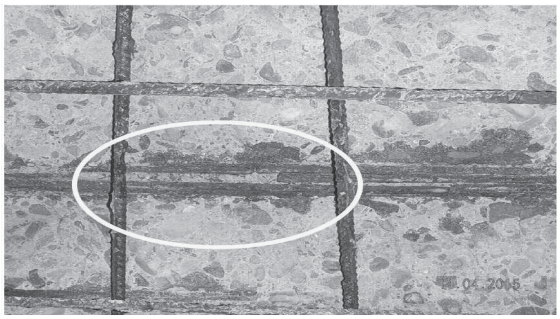


Abb. 4: Spanndrahtbruch (gelb markiert) in der Fahrbahnplatte einer Autobahnbrücke (Baujahr 1972) infolge Chloridkorrosion

4.2 Baujahr

Neben der grundlegend notwendigen Unterscheidung zwischen der Bauweise (Stahlbeton- oder Spannbetonbauweise) bildet die Entstehungszeit, also das Baujahr, einen weiteren wichtigen Indikator - die zeitliche Verzögerung zwischen Planung, Berechnung und baulicher Vollendung ist im Einzelfall zu beachten. Über das Baujahr wird indirekt auch die Brückenklasse erfasst, die in Relation zum notwendigen Lastmodell (Ziellastmodell) der jeweiligen Straßenkategorie und Verkehrsbedeutung zu sehen ist. Gleichzeitig spiegelt das Baujahr den Stand der Normung und der bauvertraglichen Regelungen wider. Abb. 5 zeigt vereinfacht am Beispiel der Spannbetonbrücken die normative Entwicklung bis zur Einführung der DIN-Fachberichte im Jahr 2003 auf.

Bekanntermaßen bestimmt das **Herstellungsverfahren von Brücken**, wie etwa Lehrgerüst-, Taktschiebe- oder Freivorbauverfahren etc., über die abzudeckenden Bauzustände die Bemessung einzelner Tragwerksbereiche. Mehrfeld-Spannbetonhohlkastenbrücken mit Baujahren vor 1980 weisen häufig ausgeprägte Gurtanschlussbewehrungsdefizite im Bereich negativer Momente auf. Im Wesentlichen ist der Anschluss der Bodenplatte am Steg betroffen. Gurtanschlussdefizite im Bereich der Brückenfeldmitten treten in der Regel nicht auf.

Dementsprechend lassen sich aber hinsichtlich des heute anzulegenden Bemessungs- und Konstruktionsmaßstabes Brückenkonstruktionen und -bauweisen angeben, die als vergleichsweise robust anzusehen sind:

1. Schlaff bewehrte Brücken: Plattenbalken, Platten (Vollplattenquerschnitte)
2. Spannbetonbrücken mit abschnittsweisem Freivorbau
3. Spannbeton-Taktschiebebrücken im Gegensatz zu Spannbetonlehrgerüstbrücken

Bis 1967	Keine Vorgaben für Mindestschubbewehrung bei Spannbetonbauwerken
1968	Ab 1966 (ARS 2)1966, Febr. 1966) Präzisere Regeln für Querkraftmindestbewehrung (konstruktive Mindestbewehrung) für Spannbetonbauwerke: Ermittlung der erf. Querkraftbewehrung für eine reduzierte Hauptzugspannung, Mindestquerkraft-bewehrung 0,14 bis 0,40 %. *[Bei Nichteinhaltung der Hauptzugspannung wurden Querschnitt (z.B. Stege) oder Vorspannung vergrößert]*
1973 1979	Erstmals Bemessung mittels Fachwerkanalogie bei Schubbewehrung (Nov. 1973, ARS 19/1973). *Anwendung für Ausschreibungen ab 1.1.1974*
1980 1985	Erst ab 1980 wird der Temperaturlastfall ΔT (unterschiedliche Erwärmung von Brücken-ober- und -unterseite) eingeführt (ARS 24/1980 im Dez. 1980). Betrifft statisch unbestimmte Bauwerke (falls kein ΔT-Lastfall → Rissgefahr insbesondere in den Koppelfugen der statisch unbestimmten Spannbetonbrücken → Koppelfugen-Ermüdung) ΔT = 5K (2,5K Bauzustand)
1986 2003	Erst ab 1985 Einführung der Brkl. 60/30, 30/30 nach DIN 1072 [6] ΔT = 7K (10K Bauzustand)
Ab 2003	Einführung der DIN-Fachberichte. Lastmodell für Verkehrslasten: LM1 nach DIN-FB 101

Abb. 5: Wesentliche normative Vorgaben für die Konstruktion und Bemessung von Spannbetonbrücken (vereinfacht bis zum Jahre 2003, erstellt unter Verwendung von [11])

Schlaff bewehrte Brücken, insbesondere solche Brücken mit planmäßiger Biege- und Schubbewehrung nach den Grundsätzen der Fachwerkanalogie (z.B. Plattenbalken), zeigen Überbeanspruchungen in der Regel durch auftretende Risse an, die bei Bauwerksprüfungen erkannt werden können. U.a. aus diesem Grunde werden derartige Brücken nicht vordringlich nachgerechnet.

Die bislang durchgeführten Nachrechnungen zeigen auch auf, dass die Brückentypen 2 und 3 meist - in Bauwerkslängsrichtung gesehen - über entsprechende Biegetragfähigkeitsreserven verfügen. Je nach baulicher Durchbildung sind hingegen mehr oder weniger große Probleme beim Schubtragverhalten und der Spannstahlermüdung (Koppelfugen) auch bei den Taktschiebebrücken zu verzeichnen. Teilweise ist dies auch auf die früheren Vorgaben zur konstruktiven Mindestbewehrung zurückzuführen, siehe hierzu auch [11]. Was die Bauwerksquerrichtung und das Torsionstragverhalten angeht, so weisen auch diese Brücken oftmals die für die 1960 und 1970er Jahre typischen, weiter oben erwähnten, Gurtanschlussdefizite auf. Wenn nur die schlaffe Längsbewehrung bei den Nachweisen der Torsionslängsbewehrung angesetzt werden darf, so liegen hier meist ebenfalls Defizite vor.

Spannbetonhohlkastenbrücken in Taktschiebebauweise haben aber gegenüber der Lehrgerüstbauweise auch den Vorteil, dass die aufgrund der für den Vorgang des Taktschiebens notwendigen zentrischen Vorspannbewehrung ggf. auch für die Abtragung der Verkehrsbeanspruchung herangezogen werden kann. Die bei Taktschiebebrücken typischerweise in den Eckbereichen des Hohlkastens eingebauten zentrischen Spannglieder können mittlerweile unter gewissen Voraussetzungen (→ 1. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie [19]) anteilig auf die erforderliche Torsionslängsbewehrung angerechnet werden.

4.3 Ausschlusskriterien

Damit kritische Tragwerkszustände im Rahmen einer Bauwerksprüfung und -beobachtung erkannt werden können, sind Baustoffe und Konstruktionsweisen einzusetzen, die eine Versagensankündigung aufweisen, etwa durch stark anwachsende Rissbreiten, Durchbiegungen oder andersartige Verformungen - ein duktiles Bauteilversagen wird also angestrebt. Baustoffe bzw. Konstruktionen, die hingegen ein sprödes oder schlagartiges Versagen aufzeigen, sind nach Möglichkeit zu vermeiden bzw. mit einer ausreichenden Sicherheit (Wahrscheinlichkeit) gegen ein solches Versagen zu bemessen. Ein vergleichsweise sprödes Betonzugversagen wird bekanntermaßen z. B. durch eine ausreichende Mindestbewehrung in ein duktiles Versagen überführt (→ Schubversagen). Gerade in der Zeit der frühen Spannbetonbrückenbauweise wurden konstruktive Mindestbewehrungsgrade nicht oder nur bedingt vorgegeben [11], da davon ausgegangen wurde, dass die Querschnitte dauerhaft überdrückt sind bzw. die schiefen Hauptzugspannungen sich innerhalb der Zugfestigkeit des Betons bewegen. Zwangsbeanspruchungen und Eigenspannungszustände, die lokal die Betonzugfestigkeit überschreiten und bei zu geringer konstruktiver Schlaffstahlbewehrung zu größeren Rissen führen, fanden aus heutiger Sicht zu wenig Berücksichtigung.

Bei einigen Baustoffen und Konstruktionsweisen wurde erst nach Jahren des Brückenbetriebes im Rahmen einer Brückennachrechnung erkannt, dass diese unter gewissen Umständen keine ausreichende Versagensankündigung aufzeigen, sondern schlagartig versagen können, siehe hierzu Abschnitte 4.3 und 9.1.

Rissbilder, die eine massive Bauwerksüberlastung bzw. einen Versagenszustand anzeigen, führen i.d.R. dazu, dass eine Verstärkung oder Instandsetzung aus technischen oder wirtschaftlichen Erwägungen von vorne herein ausscheidet. Brücken, die ein solches Verhalten aufweisen bzw. in der beschriebenen Weise geschädigt sind, werden bis zum regelmäßigen Ersatz

je nach Baujahr, Schädigungsgrad und Verkehrsbelastung zunächst wirksam entlastet (vgl. 7), meist in Kombination mit einer intensivierten Bauwerksbeobachtung und -prüfung (vgl. 8.1). In solchen Fällen können dann sog. Monitoringsysteme zum Einsatz kommen (vgl. 8.2).

4.3.1 Anzeichen eines massiven Tragfähigkeitsabfalls

Bei Spannbetonbrücken, welche die Schadensbilder nach Abb. 6 aufweisen, sollte auch die Option eines Ersatzneubaus bzw. einer Überbauerneuerung geprüft werden. Etwa, wenn sich Schubrisse (a) im Steg einer vorgespannten Hohlkastenbrücke älterer Bauart zeigen, oder, wenn Risse (b) in der Bodenplatte auf ein Versagen des Gurtanschlusses bei Hohlkastenbrücken hindeuten. Bei Versagen des Gurtanschlusses ist einerseits die Torsionstragwirkung nicht mehr sichergestellt (Wirkung nur noch als zweistegiger Plattenbalken), andererseits ist durch die partielle Reduktion der Druckzone eine Herabsetzung der Biegetragfähigkeit - im vorliegenden Beispiel - im Bereich negativer Momente die Folge. Als Anzeichen für einen erheblichen Tragfähigkeitsabfall sind auch Biegerisse (c) in den Hauptträgern von älteren Spannbetonbrücken zu werten, hier am Beispiel eines mehrstegigen Plattenbalkens, der aus mit Ortbeton ergänzten vorgespannten Trägern besteht. Der Spannkraftabfall dürfte in diesem Beispiel durch die Verwendung von Tonerdeschmelzzement begründet sein, siehe hierzu 4.3.2.

4.3.2 Problematische Baustoffe

Einzelne Baustoffe haben sich als ungeeignet und in Teilen als äußerst risikoreich erwiesen.

A) Spannstähle mit ausgeprägter Neigung zur Spannungsrisskorrosion

Hierunter fallen nach der Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion [12] bestimmte legierte Spannstähle, wie das folgende Zitat aus [12] zeigt:

- Vergüteter Spannstahl St 145/160, Querschnitt rund oder oval, Hersteller Felten & Guilleaume Carlswerke AG, Handelsname Neptun, Produktionszeitraum bis 1965 stark gefährdet
- Vergüteter Spannstahl St 145/160, Querschnitt rund oder oval, Hersteller Hütten- und Bergwerke Rheinhausen AG, Handelsname Sigma, Produktionszeitraum bis 1965 stark gefährdet (rund oder oval), Produktionszeitraum bis 1978 gefährdet (nur oval).
- Vergüteter Hennigsdorfer Spannstahl St 140/160, Querschnitt rund oder oval, Hersteller VEB Stahl- und Walzwerk Hennigsdorf (ehemals DDR). Vergütungsprozess durch Ölschlussvergütung oder Hochtemperatur-Thermo-Mechanische Behandlung (HTMB-Stähle), Produktions-

a) Schubrisse im Steg einer Hohlkastenbrücke

Spannbetonhohlkasten, Bj. 1972

b) Versagen der Biegedruckzone: Risse infolge zur geringer Druckgurtanschlussbewehrung (Fotomontage)

c) Biegerisse in Spannbetonbauteilen durch Abfall der Vorspannkraft
(Spannbetonplattenbalken mit Ortbetonergänzung, Bj. 1949)

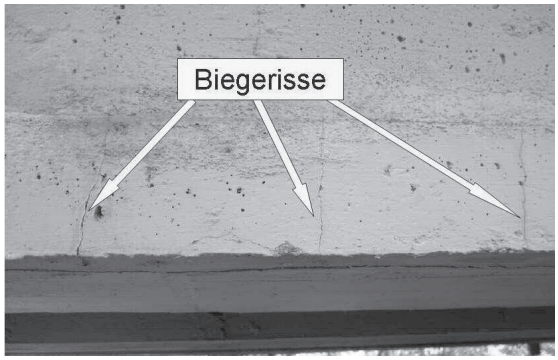


Abb. 6: Lokales Bauteilversagen, typische Schäden: a) Schubrisse im Steg eines Spannbetonhohlkastens einer Autobahnbrücke. b) Risse in Bodenplatte (Gurtanschlussproblem), schematisch. c) Ausgeprägte Biegerisse im Steg einer Spannbetonbrücke

zeitraum bis 1993 stark gefährdet. Obwohl ca. 1980 eine Produktionsumstellung erfolgte, um das Verhalten der Stähle gegenüber Spannungsrisskorrosion zu verbessern, wird der Hennigsdorfer Spannstahl bis zum Produktionsende 1993 als stark gefährdet angesehen, solange keine gesicherten Informationen über eine Nichtgefährdung vorliegen.

In vielen Fällen sind auch nach den Erfahrungen des Autors dieses Beitrages die eigentlichen Spannstahlzulassungen nicht bei den Bauwerksunterlagen abgelegt. Bestenfalls lassen sich auf den Plänen Hinweise zur Geometrie (z.B. rund, oval, gerippt) finden. Meist beschränken sich die Angaben aber auf die Stahlgüte und -durchmesser sowie das verwendete Spannverfahren, z. B. Leoba AK etc. Die Bundesanstalt für Wasserbau hat aus diesem Grunde die vorhandene Zulassungsunterlagen gesichtet und eine Zuordnung von Spannverfahren zu Spannstählen im BAW-Brief 3/2006 [13] vorgenommen.

B) Nichtrostender Stahl (X 10 Cr 13) für Edelstahlrollenlager

Häufig wurden in den 1960er und 1970er Jahren Rollenlager aus Edelstahl verwendet, aus Gründen des Platzbedarfes und um die Reibungskräfte auf den Pfeilern zu minimieren (→ Gründungsnachweise). Aufgrund der sehr hohen zulässigen Hertz'schen Pressungen sind diese Lager außerordentlich hoch belastet. Betroffen sind nach einen BMV-Rundschreiben vom 28. Juli 1981 [14] vor allem Lager, die aus Walz- und Schmiedestahl X 10 Cr 13 hergestellt worden sind. Auch die Lagerplatten können betroffen sein.

Diese Lager zeichnen sich durch eine Empfindlichkeit gegenüber Schwingungen (ermüdende Zugschwellbelastungen) sowie ungleichmäßigen Belastungen und Zwängungen aus. Im Laufe des Betriebes kann es zu einer Materialermüdung kommen, die sich in letzter Konsequenz durch einen Spaltriss, wie in Abb. 7 dargestellt, zeigt. Glücklicherweise wurde das abgebildete Lager im Rahmen einer Hauptprüfung entdeckt, so dass unmittelbar der 1. Hauptfahrstreifen abgesperrt und eine seitliche Unterstützung installiert werden konnte. Die erforderliche Bewegungskapazität (z.B. Lagerverschiebungen aus Bremsen und Temperaturdehnungen) muss bei dieser Form der Unterstützung beachtet werden, vor allem, wenn diese über mehrere Monate installiert bleibt.

Ein Totalausfall dieses Lagers hätte zu einer derart massiven Schädigung des Gesamttragwerks geführt, dass die Brücke gesperrt und abgebrochen hätte werden müssen.

Auch bei nicht äußerlich geschädigten Edelstahlrollenlagern sollte ein Lagertausch in Erwägung gezogen werden. Zuvor sollten die beschriebenen

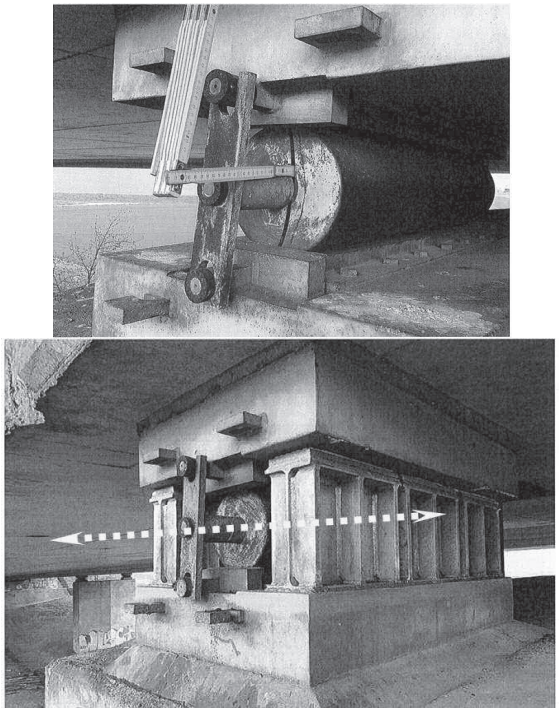


Abb. 7: Teilweise aufgespaltetes Edelstahlrollenlager (oben) mit temporärer seitlicher Hilfsabfangung (unten) einer Brücke mit Baujahr 1975

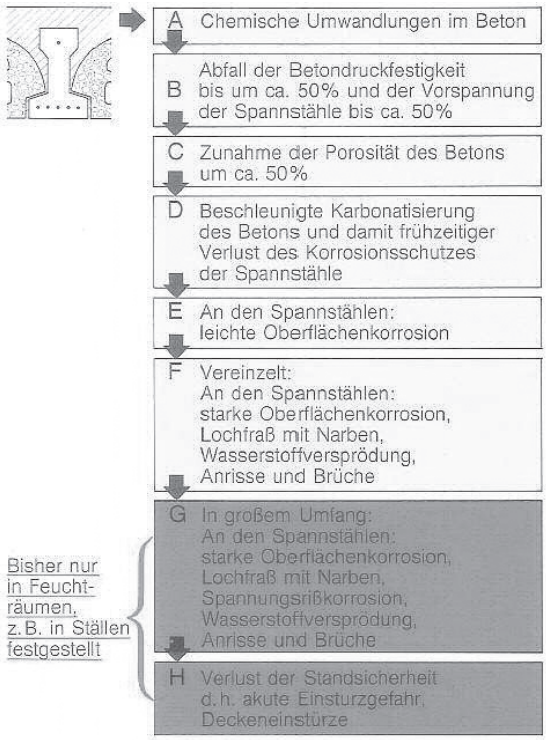
Entlastungsmaßnahmen bzw. (Teil-)Sperrungen geprüft und das Aufbauen von Unterstapelungen ausgeführt werden. Präventive Unterstapelungen weisen dabei einen vertikalen Spalt von wenigen Millimetern auf. Sofern ein Lagertausch aus technischen Gründen ausscheidet, können auch hier Umbaumaßnahmen, im ungünstigsten Falle auch der Ersatz der Brücke in Betracht zu ziehen sein.

C) Betone unter Verwendung von Tonerdeschmelzzement

Eher selten dürften sich noch Brücken im Betrieb befinden, die mit Tonerdeschmelzzement hergestellt wurden, einem Bindemittel, das aufgrund seiner schnellen Erhärtung vornehmlich für vorgespannte Fertigteile (Deckenträger) - bis in die 1950er Jahre auch im Spannbetonbau - eingesetzt wurde. Nach Deckeneinstürzen von bayerischen Viehställen im Jahre 1962, die ein vergleichsweise korrosionsfreundliches Milieu boten, wurde der Baustoff, der eigentlich aus dem Feuerstättenbau kommt, für tragende Bauteile verboten. Derart hergestellte Betone zeichneten sich nach den Untersuchungen der Technischen Universität München, über die in
[8] berichtet wird, durch einen raschen Festigkeitsabfall (bis 50 %), eine rasche Zunahme der Porosität und schließlich durch eine schnelle Carbonatisierung aus. Ein Verlust des Korrosionsschutzes sowie Spannkraftverluste und Spannstahlbrüche waren seinerzeit die Folge (Abb. 8). Grund für diesen Festigkeitsabfall

sind nach [21] die (nur) metastabilen Phasen Monocalciumaluminat $CaO{\cdot}Al_2O_3{\cdot}10\,H_2O$ (CAH_{10}) und/oder Dicalciumaluminathydrat $2\,CaO{\cdot}Al_2O_3{\cdot}8H_2O$ (C_2AH_8). CAH_{10} und C_2AH_8 wandeln sich je nach den Lagerungsbedingungen mehr oder weniger schnell in die stabilen Phasen Hydrogranat $3\,CaO{\cdot}Al_2O_3{\cdot}6\,H_2O$ (C_3AH_6) und „Gibbsit" $Al_2O_3{\cdot}3\,H_2O$ (AH_3) um. Diese Umwandlung geht mit der oben beschriebenen Zunahme der Porosität und damit mit einem Festigkeitsabfall einher. Weitere Folgeerscheinung ist eine vergleichsweise schnelle Carbonatisierung.

a)



b)

Abb. 8: Beton unter Verwendung von Tonerdeschmelzzement. Auszüge aus einer Broschüre aus dem Jahre 1984 des Bayerischen Staatsministeriums des Inneren [8]:
a) Schadensmechanismen und Wirkungen
b) Spannstahlbruch mit Lochfraßnarben.

Ein Beispiel aus dem Brückenbau kann hier angebracht werden: Die ebenfalls mithilfe von einbetonierten Spannbetonfertigteilträgern im Jahre 1949 erbaute Kocherbrücke im Zuge der L 1045 bei Kochersteinsfeld (Regierungsbezirk Stuttgart, Abb. 9), deren Abbruch kürzlich begonnen wurde und die bis zuletzt aufgrund der Schäden nur noch sehr stark eingeschränkt betrieben wurde: mittiger Einbahnverkehr mit Ampelregelung, Tonnagebeschränkung auf 7,5 t, gleichzeitig sehr verdichtetes Prüfintervall.

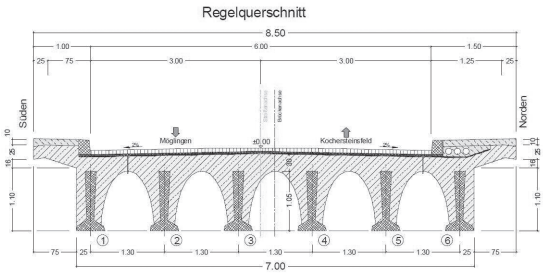


Abb. 9: Brückenquerschnitt mit einbetonierten Spannbeton-Fertigteilträgern aus Tonerdeschmelzzement

4.3.3 Kritische Konstruktionsweisen

Zuletzt sind besonders kritische Brückenkonstruktionen zu nennen, wie unzugängliche Hohlkörperquerschnitte und insbesondere (Spann-)betonhohlkörperplattenbrücken (Abb. 10).

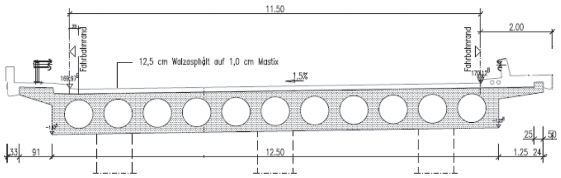


Abb. 10: Kritische Querschnittsform: Hohlkörperplatte

Die Hohlräume dieser Brücken wurden mittels Verdrängungskörpern hergestellt. Problematisch ist hierbei, dass die Hohlräume dieser Querschnittstypen im Rahmen der Bauwerkprüfung nicht in Augenschein genommen werden können. Auch die Herstellung gestaltete sich seinerzeit als schwierig, insbesondere die Lagesicherung der Verdrängungskörper beim Betonieren sowie das Verdichten selbst. Große Streuungen der Betongüte sind häufig die Folge gewesen. In statischer Hinsicht ist eine solche Hohlkörper-„Platte" ebenfalls kritisch zu bewerten, da die sonst bei Massivplatten auftretende zweiachsige Lastabtragung nicht gegeben ist.

Zudem haben sich zwei nachgerechnete Spannbetonhohlkörperbrücken mit Baujahr < 1967 als kritisch hinsichtlich der Schubtragfähigkeit erwiesen.

Bei einer Risikobetrachtung wären Hohlkörperplatten in Spannbetonbauweise und wegen des nicht berücksichtigten Temperaturlastfalls als äußerlich statisch unbestimmtes System mit Baujahr < 1979 als kritisch einzustufen, vor allem, wenn schmale Stege (mit geringer Betonzugtragfähigkeitskapazität bei

Abfall der Vorspannkraft) und gleichzeitig ein große Plattenschlankheit vorliegen.
Auf der anderen Seite beherbergen statisch bestimmte Konstruktionen keine Lastumlagerungsmöglichkeiten (z.B. durch Ausbildung von Fließgelenken), so dass solche Systeme ebenfalls kritisch sind.

4.3.4 Kombiniertes Auftreten

Problematisch ist es, wenn Brücken gleich mehrere problematische Konstruktionsweisen und Baustoffe in sich vereinen, wie dieser Fall zeigt: eine Spannbetonhohlkastenbrücke, die in den frühen 1970er Jahren erstellt wurde und in der spannungsrisskorrosionsempfindlicher Spannstahl in Bauwerkslängs- und -querrichtung zum Einsatz kam. Im Rahmen der Brückennachrechnung wurde festgestellt, dass das Ankündigungsverhalten in Längsrichtung nicht gegeben ist. Zusätzlich besteht die Gefahr einer Koppelfugenermüdung. Hinzu kommt, dass die Überbauten auf sprödbruchgefährdeten Edelstahlrollenlagern aufliegen, die ebenfalls eine starke Ermüdungsgefährdung aufweisen.

Der Ersatz solcher Bauwerke sollte mit oberster Priorität vorangetrieben werden. Geeignete Kompensations-, Überwachungs- und Präventionsmaßnahmen sind zu bedenken.

5 Machbarkeitsstudie

Erscheint eine Brücke als grundsätzlich erhaltenswert, führen also die vorgenannten Ausschlusskriterien nicht unmittelbar zur Entscheidung Ersatzneubau bzw. Überbauerneuerung, dann geht es in den nächsten Schritten darum, herauszufinden, ob eine Instandsetzung (ggf. mit Verstärkung) oder der Neubau (Ersatzneubau oder lediglich die Überbauerneuerung) die technisch und wirtschaftlich bessere Alternative ist.

Die Machbarkeitsstudie zeigt dabei unter Benennung der Kosten auf, ob die einzelnen Schäden und ggf. Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitsdefizite durch eine Instandsetzung, und ggf. durch welche Art der Verstärkung, behoben werden können.

Im Hinblick auf die Bauwerksschäden ist beispielsweise zu bewerten, ob ein chloridkontaminierter Konstruktionsbeton entsprechend den technischen Regelungen der Bauwerksinstandsetzung überhaupt instand gesetzt werden kann: Ist das notwendige Ausmaß des Betonabtrages überhaupt möglich? Ist bereits eine Schädigung der Spannglieder eingetreten?

Auch im Falle einer notwendigen Tragwerksverstärkung (→ Nachrechnung) ist zunächst zu prüfen, ob die Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitsdefizite in technischer Hinsicht behebbar sind. Sodann sind die unterschiedlichen Varianten einer Tragwerksverstärkung in technischer und wirtschaftlicher Sicht (Kostenvergleich) qualitativ und quantitativ miteinander zu vergleichen.
Damit liegen nun die Eingangsgrößen für die daran anschließende Wirtschaftlichkeitsuntersuchung vor.

6 Wirtschaftlichkeitsuntersuchung

6.1 Anwendungsbereich

Der Bund hat bei Erhaltungsmaßnahmen für Brücken in der Baulast des Bundes vorgegeben, dass ab einem Auftragsvolumen > 3 Mio. Euro oder 50 % der reinen Baukosten des Bauwerks zum heutigen Preisstand eine Wirtschaftlichkeitsuntersuchung durchzuführen ist. In solchen Fällen ist die Richtlinie zur Durchführung von Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen im Rahmen von Instandsetzungs-/Erneuerungsmaßnahmen bei Straßenbrücken (RI-WI-BRÜ) [15] anzuwenden.

6.2 Variantenvergleich

Beim Variantenvergleich werden die Varianten „Instandsetzung“ und „Erneuerung“ miteinander verglichen. Auch der Vergleich verschiedener Instandsetzungsvarianten und Teilerneuerungsvarianten ist möglich. Den Kern des Rechenverfahrens bildet dabei die sog. Kapitalwertmethode, welche die Höhe und den Zeitpunkt von Ein- und Ausgaben (Bau-, Unterhaltungs- und Erneuerungskosten) mittels Auf- und Abzinsung auf einen Bezugszeitpunkt bezieht. Der Bezugszeitpunkt entspricht dem Jahr der verkehrsbereiten Fertigstellung des Bauwerks nach Durchführung der Erstmaßnahme: also z.B. Fertigstellung des Neubaus im Jahre 2018.

Bei Stahl- oder Spannbetonbrücken beträgt die theoretische Nutzungsdauer der Unterbauten 110 Jahre, die der Überbauten 70 Jahre, vgl. hierzu die Ablösungsbeträge-Berechnungsverordnung (ABBV) [17]. Der Betrachtungszeitraum erstreckt sich für o.g. Beispiel damit vom Jahre 2018 bis zum Jahre 2088.

6.3 Berücksichtigung sog. nicht monetarisierter Aspekte

Neben der reinen wirtschaftlichen Bewertung werden auch sog. nicht monetarisierte Aspekte jeder einzelnen Variante hinsichtlich des Ingenieurbaus (Standsicherheit, Verkehrssicherheit, Dauerhaftigkeit u. Gestaltung), der Verkehrsführung, des Umweltschutzes und schließlich der Durchführbarkeit (Personal, Haushaltsmittel etc.) beleuchtet.

Im Hinblick auf die Beantwortung der ingenieurbautechnischen Fragen wird dabei die Risikoabschätzung, welche den (vorläufigen) Weiterbetrieb einer geschädigten Brücke in statisch-konstruktiver sowie in verkehrlicher Hinsicht bewertet, immer wichtiger:

1. Mit welcher Zuverlässigkeit kann das Bauwerk bis zur Zielmaßnahme (z.B. Ersatzneubau, grundhafte

Instandsetzung + Verstärkung etc.) denn weiterbetrieben werden?
2. Welche Verkehrsbedeutung hat dabei das Bauwerk? Kann eine Verkehrsbeschränkung oder (Teil-)Sperrung in naher Zukunft hingenommen werden bzw. welche anderen Maßnahmen sind dann notwendig? Gibt es leistungsfähige Umleitungsstrecken?

Angesichts der Verkehrsbedeutung vieler Straßenbrücken, etwa im Zuge sehr hoch belasteter Bundesfernstraßen, aber auch im Zuge kommunaler Straßen in Ballungsräumen, dürfte in vielen Fällen ein beschränkter Weiterbetrieb nur temporär akzeptabel sein. Um aber die langwierigen Planungs- und Genehmigungszeiträume für Ersatzneubauten (Frage des Baurechtes, Umwelt- und Artenschutz etc.) zu überbrücken, dürften in den nächsten Jahren in einigen Fällen vermehrt - die in wirtschaftlicher Hinsicht ungünstigeren - baulichen Übergangsmaßnahmen, wie sie Abschnitt 9 beispielhaft aufgezeigt werden, umzusetzen sein.

Die nicht monetarisierten Faktoren werden gemäß [15] in einer Beurteilungsmatrix für jede einzelne Variante bewertet.

6.4 Abschluss des Verfahrens

Die einzelnen Varianten werden durch Betrachtung der jeweiligen monetarisierten und nicht monetarisierten Faktoren in einer abschließenden Variantendiskussion verglichen. Es wird eine abschließende Empfehlung für eine Variante ausgesprochen, die schließlich der Entscheidung „Instandsetzung oder Neubau“ zugrunde liegt. In Abweichung zu [15] wurden bei manchen Projekten die monetarisierten und nicht monetarisierten Faktoren entsprechend einer festgelegten Gewichtung und Einzelbewertung in einer Gesamtpunktematrix gegenübergestellt.

7 Verkehrliche Kompensationsmaßnahmen

Wenn Bauwerksschädigungen signifikante tragfähigkeitsrelevante Ausmaße erreichen, Brückennachrechnungen erhebliche Tragfähigkeitsdefizite ans Tageslicht fördern oder etwa die Kriterien nach 4.3 zutreffen, sollten noch vor einer intensivierten Bauwerksbeobachtung und -prüfung verkehrliche Kompensationsmaßnahmen in Betracht gezogen werden, d. h. entsprechend geschädigte bzw. überlastete Brücken (-teile) sollten übergangsweise oder dauerhaft wirksam entlastet werden (verkehrskompensierende Maßnahmen). Die Nachrechnungsrichtlinie [18] differenziert hierbei zwischen der Einwirkungs- und Widerstandsseite in:

1. Verkehrlichen Nutzungsauflagen im Falle eines nicht nachweisbaren, jedoch für die Straßenkategorie und -nutzung als notwendig angesehener (Verkehrs-) Ziellastniveaus, wie etwa Lkw-Abstandsgebote und Lkw-Überholverbote, jeweils abhängig von der Fahrstreifenanzahl und der Einzelstützweite
2. Verkehrlichen Nutzungseinschränkungen, um Defizite auf der Widerstandsseite auszugleichen z. B.: Lkw-Gewichts- und Achslastbeschränkungen, Einschränkungen des genehmigungspflichtigen Schwerverkehrs, Ummarkierungen, Einengungen und Sperrungen von Fahrstreifen.

Nach Ansicht des Autors dieses Beitrages kommt der Einschränkung des genehmigungspflichtigen Schwerverkehrs eine sehr wichtige Rolle zu, da vor allem die ganz schweren Transporte eine Brücke regelmäßig bis nahe an Ihre Belastungsgrenze heranführen, während der normale Verkehr die Brücke (je nach Brückentyp und Brückenklasse) häufig nur im Staufall (Lkw an Lkw) in dieser Höhe belastet.

Verhältnis von Eigenwicht zu Verkehr

In diesem Zusammenhang ist das Verhältnis von Eigengewicht zu Verkehr zu beachten. Ergebnisse der Brückennachrechnung zeigten, dass der Eigengewichtsanteil von Spannbetonhohlkästen üblicher Autobahnbrücken (11,50 m Fahrbahnbreite) mit je 1 Überbau pro Fahrtrichtung und bei üblichen Spannweiten zwischen 35 und 40 m rund 70 % beträgt, also die Verkehrsbeanspruchung aus dem Lastmodell LM1 nach DIN-FB 101 dann nur 30 % der Gesamtbeanspruchung ausmacht.

Zur Überwachung eines Schadensfortschrittes oder - in seltenen Fällen - auch als indirektes Instrument zur Überprüfung der Wirksamkeit von verkehrlichen Kompensationsmaßnahmen können sog. Monitoringmaßnahmen (Abschnitt 8.2) zum Einsatz kommen. Aufgrund intensiver vorbereitender Maßnahmen und aufwändiger Hardware-Installationen wird eher versucht, mit den Mitteln einer konventionellen Bauwerksprüfung und Bauwerksbeobachtung (Abschnitt 8.1) derartige Konstruktionen zu begleiten.

8 Intensivierung der Bauwerksprüfung und Monitoring

8.1 Reduktion der Prüfintervalle

Als schwächste Form von Überwachungsmaßnahmen kommen gegenüber der DIN 1076 reduzierte Prüfintervalle in Frage, die sich beispielsweise auf die Beobachtung und Prüfung einzelner Bauwerksteile beschränken (Sonderprüfungen): Beobachtung von Spanngliedkoppelstellen, Bauwerksaustattungen wie Edelstahlrollenager, Fahrbahnübergangskonstruktionen, überbeanspruchten bzw. geschädigten Tragwerksteilen (Rissbilder) oder Bereiche mit erheblicher Schubkraftunterdeckung.

8.2 Monitoringmaßnahmen

Unter Monitoringmaßnahmen können automatisierte Messungen zu verstanden werden, die periodisch oder permanent verschiedene Bauwerksparameter aufzeichnen, wie etwa Durchbiegungen, Längenänderungen und davon abgeleitete Dehnungen, Verschiebewege, Kräfte und davon abgeleitete Spannungen, Bauwerks- und schließlich Umgebungslufttemperaturen.

8.2.1 Anwendungsgebiete, Voraussetzungen und Grenzen

Bei ermüdungsgefährdeten Bauwerksteilen, wie etwa Spanngliedkopplungen von Hohlkastenbrücken mit Baujahr vor 1980, können durch eine Überwachung der Koppelfugenquerschnitte (Abb. 11b) neben dem möglichen Schadensfortschritt (Rissöffnung) auch gleichzeitig wertvolle Erkenntnisse darüber gewonnen werden, ob diese Betonquerschnitte tatsächlich (wie etwa rein rechnerisch ermittelt) in den Zustand II übergehen. Topografische Besonderheiten und ihre Auswirkungen auf tatsächlich auftretende Temperaturgradienten, Modellungenauigkeiten und örtlich vorherrschende Verkehrsbeanspruchungen werden dabei automatisch messtechnisch erfasst. So lassen sich wirklichkeitsnahere Aussagen zu bereits eingeprägten Ermüdungsschädigungen treffen.

Die zentrale Frage vor einer Installation eines Monitoringsystems ist immer die folgende:

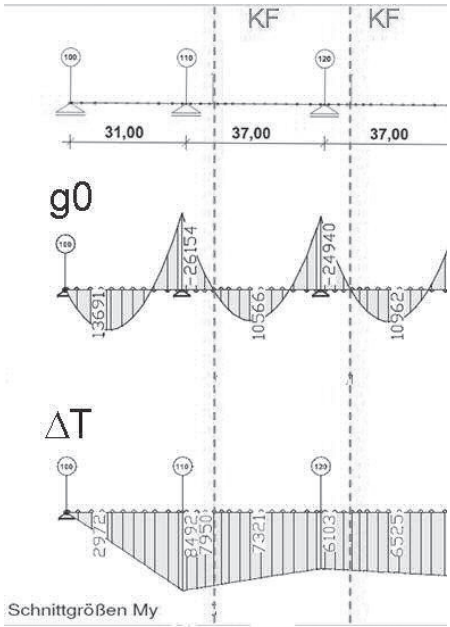
- Kündigt sich eine Überbeanspruchung an oder ist unmittelbar ein Totalausfall zu erwarten?

Die Installation eines Monitoringsystems ohne eine Versagensvorankündigung (duktiles Versagen) scheidet damit von vorne herein aus. Bei folgenden Schadensszenarien ist ein Monitoring-System also nicht zielführend:

- Gefahr eines (spröden) Schubversagens bei Brücken ohne ausreichende Mindestbewehrung
- Brücken mit spannungsrisskorrosionsempfindlichem Spannstahl mit nicht eingehaltenem Riss-vor-Bruch-Kriterium
- Stabilitätsversagen mit unmittelbaren Auswirkungen auf die globale Gesamtragfähigkeit

In solchen Fällen, und z. B. bei geringer Brückenhöhe, könnten dauerhafte oder bedarfsweise Abfangkonstruktionen sinnvoll sein, wenn eine Brücke noch längere Zeit betrieben werden soll. Dann ist eine automatisierte Überwachung wieder hilfreich, um den eingetretenen Schadensfall vor allem bei schwer zugänglichen Bauwerksteilen zu erkennen und ggf. weitere Maßnahmen (Inspektionen, weitere Beschränkungen, Ertüchtigungen etc.) einleiten zu können.

a)



b)

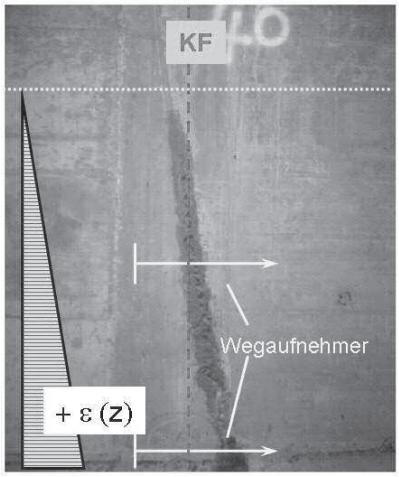


Abb. 11: a) Spannbetonhohlkastenbrücke als Durchlaufträger (Baujahr 1973, Brkl. 60 nach DIN 1072, mit Angabe von der Koppelfugen (KF) und Schnittgrößen aus Eigengewicht und Temperatur)
b) Mögliche Applikation von Wegaufnehmern zur Überwachung einer Spanngliedkoppelstelle (Koppelfuge KF) im Innern einer Spannbetonhohlkastenbrücke

8.2.2 Praktische Umsetzung

Die aufwändigen technischen Installationen und Apparate sowie der hohe Personalaufwand für die Planung und den Betrieb (Überwachung und Ausschluss von Fehlalarmen etc.) solcher Anlagen sind zu beachten. Die Stromversorgung, die für die Sensoren, Messverstärker, Computer und Mobilfunkübertragungsgeräte notwendig ist, kann auch in nicht entle-

genen Gebieten und ohne bereits verfügbare permanente Stromversorgung ggf. nur mit größerem Aufwand realisiert werden.

Mindestens ebenso wichtig sind die Fragen der Schwell- und Alarmwerte sowie der Festlegung eines Maßnahmen- bzw. Alarmplanes:

Wann wird wer in welchem Falle informiert, welche Stellen haben was zu unternehmen (Handlungskaskaden)? Umleitungsstrecken müssen vorher festgelegt sein. Ggf. sind die Rettungsleitstellen und die Polizei zu informieren (da ständig besetzt) und erforderlichenfalls die technischen Hilfswerke einzubinden.

Nur, sofern diese Fragen beantwortet werden können, ist ein solches System auch praktikabel einsetzbar und von echtem Nutzen.

8.2.3 Ausblick

Aufgrund der beschriebenen Randbedingungen dürften sich derartige Anwendungen auch zukünftig zunächst auf ausgesuchte Objekte beschränken. Eine Sonderanwendung des Monitorings könnte im Bereich „intelligente Brücke" liegen: In der Regel werden die großen Talbrücken im Rahmen der Bemessung (auch bei der Nachrechnung) - zumindest teilweise - als dreidimensionales Tragwerksmodell idealisiert. Mit Hilfe einer Rückrechnung aus der Systemantwort (z. B. lokale Dehnung) auf die Bemessungsschnittgrößen könnten kritische Beanspruchungen abgeleitet und zusammen mittels verknüpfter Wechselverkehrszeichen einen Steuer- bzw. Regelkreis bilden.

9 Bauliche Übergangsmaßnahmen

Bauliche Übergangsmaßnahmen dienen im Wesentlichen dazu, geschädigte und/oder mindertragfähige Brücken und Brückenteile bis zur Folgemaßnahme unter Verkehr zu halten. Je nach Art und Umfang der Beeinträchtigungen kommen neben den oben erwähnten Abfangkonstruktionen auch Ad-hoc-Verstärkungen und/oder -instandsetzungen in Betracht. Da solche Maßnahmen aufgrund technischer bzw. wirtschaftlicher Überlegungen in aller Regel die Tragwerksdefizite nicht vollständig kompensieren können bzw. sollen und meist nur für wenige Jahre Nutzung konzipiert sind, gehen sie einher mit den zuvor beschriebenen verkehrlichen Kompensationsmaßnahmen - ggf. in Verbindung mit einer intensivierten Bauwerksbeobachtung/-prüfung bzw. einem Monitoring.

Die Folgemaßnahme ist in solchen Fällen meist die Überbauerneuerung oder der vollständige Brückenabbruch inkl. der Unterbauten mit anschließendem kompletten Brückenneubau (= Ersatzneubau).

9.1 Abfangkonstruktion einer Spannbetonhohlkastenbrücke

Das in Abb. 12 dargestellte Beispiel zeigt eine im Stützenquerschnitt dargestellte Spannbetonhohlkastenbrücke mit einer Bedarfs-Abfangkonstruktion aus Stahl, die durch eine permanente Überwachung des Spaltes zwischen dem Überbau und der Abfangkonstruktion ergänzt ist. Je Stützenachse ist eine solche Stahlkonstruktion vorgesehen, die Feldbereiche der Brücke werden nicht unterstützt. Diese Konstruktion ist für eine Zeit des Weiterbetriebes von ca. 5 Jahren konzipiert.

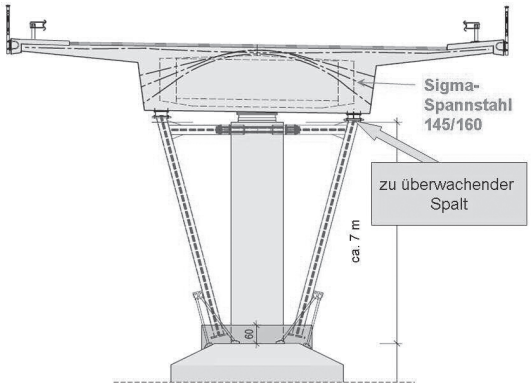


Abb. 12: Abfangkonstruktion in Verbindung mit einem Monitoring-System (schematisch)

Die Abfangkonstruktion, die im normalen Betrieb unbelastet bleibt, verhindert im Falle eines Versagens des Stützenquerträgers, der im vorliegenden Beispiel mit spannungsrisskorrosionsempfindlichen Spanngliedern des älteren Typs (Sigma 145/160) hergestellt wurde, einen Totalkollaps der Brückenkonstruktion. Rein rechnerisch läge zwar eine Versagensankündigung bei einem sukzessiven Spanngliedausfall in den Querträgerscheiben vor, sich einstellende Risse wären aber aufgrund des Fahrbahnbelages und eingeschränkter Zugangsmöglichkeiten nicht einsehbar. Um die Steifigkeitsverhältnisse aber von vorneherein nicht grundlegend zu ändern und somit keine zusätzlichen Beanspruchungen in das bestehende statische System einzuleiten, sollte ein gewisser Spalt von einigen Millimetern zwischen Hohlkasten und Abfangung während des normalen Betriebes der Brücke gewährleistet sein. Dies Vorgabe erfordert eingehende Tragwerksanalysen: Schwingungen und Durchbiegungen aus den Verkehrslasten müssen ebenso bekannt sein wie die temperaturbedingten Längenänderungen der Abfangkonstruktion. Letztere beträgt bei einer Temperaturdifferenz von 30 K auf die Vertikale projiziert 2,5 mm. Dies erfordert also eine detaillierte Aufstellanweisung und die Angabe einer Soll-Spaltvorgabe, welche die Aufstelltemperatur berücksichtigt.

Wenn sich im Falle eines sukzessiven Spanngliedausfalls im Querträger der Hohlkasten in Richtung zur Abfangkonstruktion absenkt, oder gar auf ihr aufliegt, dann soll ein Alarm ausgelöst werden. Zwei Varianten einer Überwachung sind denkbar:

a) Abstandskontrolle des Spaltes zwischen Brücke und Abfangkonstruktion (in Abb. 12 dargestellt) z. B. mittels eines Wegaufnehmers inkl. elektronischer Temperaturkompensation zur Berücksichtigung der temperaturbedingten Längenänderungen der Abfangkonstruktion.
b) Abstandskontrolle zwischen Hohlkasten und einem Festpunkt auf dem Erdboden (z.B. optisch)

10 Instandsetzung und partielle Verstärkung am Beispiel einer Spannbetonhohlkastenbrücke

Am Beispiel der nun folgenden, in Abb. 13 dargestellten Autobahnbrücke werden die einzelnen Schritte im Entscheidungsverfahren vorgestellt.

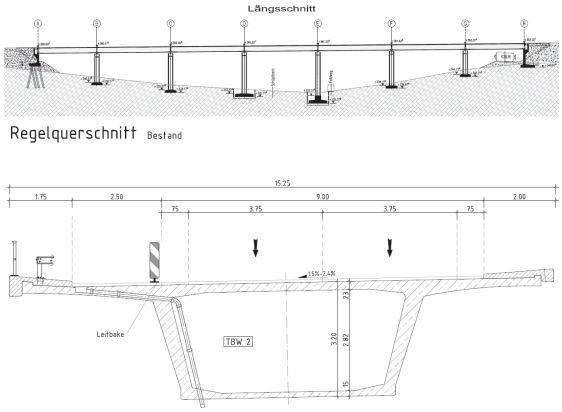


Abb. 13: Brücke mit Längsschnitt und halbem Regelquerschnitt (TBW 2)

10.1 Daten der Brücke

Brücke mit 2 vorgespannten Hohlkästen (TBW 1 und 2), Baujahr 1972, Stützweiten: 34,00 m, 5 x 42,50 m, 34,00 m, Fahrbahnplattenstärke 23 cm, Bodenplattenstärke 15 cm, vormals Brkl. 60 nach DIN 1072, Spannverfahren/Spannstahlgüte: Leoba Ak 123, St 145/160, vergütet (Längsvorspannung); Leoba Ak 33, St 135/150, vergütet (Quervorspannung). Beton Überbauten B450 (≅ C 30/37 nach [18]), Betonstahl: BSt III 42/50.

Zu erwähnen ist, dass zur Betonherstellung der buntsandsteinhaltige Mainsand 0/3 und Mainkies 3/30 verwendet wurden. Die Betone, auch die der Unterbauten, haben sich im Betrieb im Hinblick auf die Frost-Tausalz-Beständigkeit als wenig robust erwiesen.

10.2 Bauwerksschäden und Ergebnis der Nachrechnung

Folgende Bauwerksschäden sind bekannt (Abb. 14):

- Partiell stark geschädigte Fahrbahnplatte und Kragarme im Widerlagerbereich bei TBW 2: stark geschädigte Querspannglieder, vereinzelt auch Längsspannglieder
- Ausgeprägte Schubrisse (!) in den Hohlkastenstegen
- Stark geschädigte Endquerträger

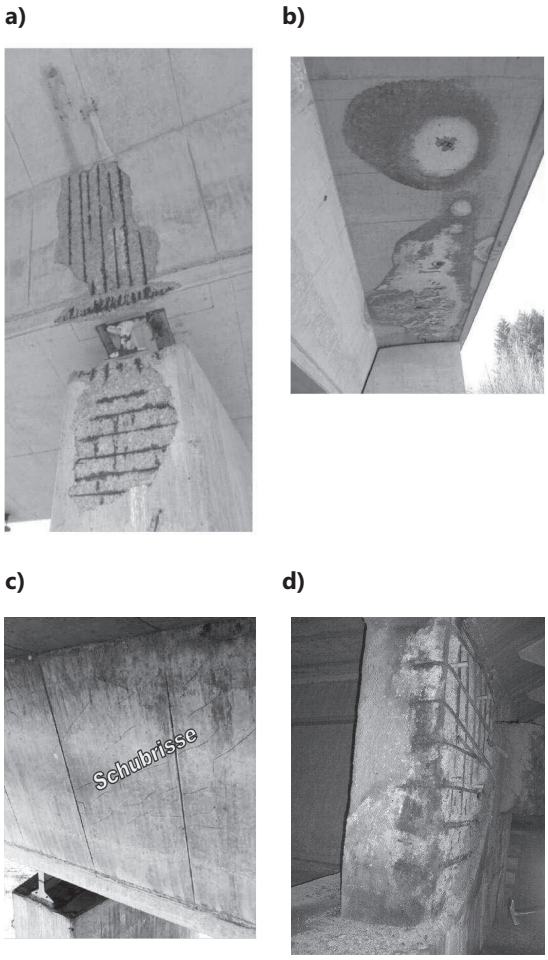


Abb. 14: Stark geschädigten Spannbetonhohlkastenbrücke: a) Betonschäden im Bereich eines Pfeilers (Festpunkt (!)). b) Geschädigter Kragarm mit Salzausblühungen (TBW 2). c) ausgeprägte Schubrisse d) stark geschädigter Endquerträger

Zu diesen Schäden, die bei beiden Teilbauwerken (TBW) zu einer Zustandsnote ZN von 3,8 führten, kamen die rechnerischen Defizite aus der Nachrechnung, die hier verkürzt angegeben werden:

- Torsionslängsbewehrung nicht durch schlaffe Bewehrung abgedeckt
- Zulässige Schwingbreiten eines Koppelfugenquerschnittes der zentrischen Spannglieder in einem Feldbereich nicht gegeben. Schwingbreiten der girlandenförmigen Längsvorspannung ist gegeben.
- In den stützennahen Bereichen ist die notwendige Anschlussbewehrung des Druckgurtes (Bodenplattenanschluss) nicht ausreichend
- Vereinzelte Schubdefizite (bis ca. 15 % Überschreitungen)
- Die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit waren - abgesehen von den schiefen Hauptzugspannungen (Überschreitung 20 %) im Wesentlichen eingehalten
- Keine Nachweisprobleme bei den Unterbauten

Beachtenswert ist, dass trotz der moderaten Schubdefizite, und im Vergleich zu an deren Spannbetonhohlkastenbrücken aus der gleichen Zeit, ausgeprägte Schubrisse (!) vorhanden sind (Abb. 14c).

10.3 Machbarkeitsstudie

In der Machbarkeitsstudie wurde zur Behebung der Tragfähigkeitsdefizite folgende Lösung vorgeschlagen:

Vorspannung mit externen, im Feld und bei den Stützen umgelenkten Spanngliedern (Gesamtvorspannung 6 MN pro Hohlkasten). Zur Behebung der Gurtanschlussdefizite wurden jeweils 4,50 m vor und hinter den Stützen drei Stahlkonstruktionen im Abstand von jeweils 1,50 m an den Überbau U-Profile (U240) vorgesehen, vorgespannt mit Einzelstabspanngliedern.

Die reinen Kosten für die Verstärkungen wurden mit 1,5 Mio. Euro (inkl. MwSt.) abgeschätzt.

10.4 Wirtschaftlichkeitsuntersuchung

10.4.1 Untersuchte Varianten

Die Wirtschaftlichkeitsuntersuchung greift nun die drei üblicherweise untersuchten Varianten auf:

1. Grundhafte Instandsetzung des Bauwerks und Verstärkung
2. Überbauerneuerung (Beibehaltung der Unterbauten)
3. Ersatzneubau (Abbruch des gesamten Bauwerks und vollständiger Neubau)

Das Bezugsjahr der Berechnungen aus dem Jahre 2011 ist für alle Varianten das Jahr 2012 (= Jahr der Erstmaßnahme Instandsetzung oder Neubau). Als Bewertungszeitraum werden 70 Jahre angesetzt. Dies entspricht der theoretischen Nutzungsdauer des als Erstmaßnahme hergestellten Neubaus (Überbau). Alle im Folgenden angegebenen Kosten sind Nettokosten, also ohne Umsatzsteuer. Die Investitionskosten sind zum Preisstand des Bezugsjahres angegeben. Der für die Kapitalisierung zu Grunde gelegte, inflationsbereinigte Zinssatz beträgt gemäß den Bewertungsverfahren des Bundes 3 % p.a. Die theoretischen Nutzungsdauern sowie die Prozentsätze der jährlichen Unterhaltungskosten wurden gemäß den seinerzeit gültigen Ablöserichtlinien angesetzt. Die theoretische Nutzungsdauer der Unterbauten beträgt gemäß den Ablösungsrichtlinien 110 Jahre bei einem Prozentsatz der jährlichen Unterhaltungskosten von 0,50 %. Für den Überbau beträgt der Prozentsatz der jährlichen Unterhaltungskosten 1,30 % (interne Spannglieder).

<u>Variante 1: Grundhafte Instandsetzung des Bauwerks und Verstärkung</u>

Die Nutzungsdauer der Erstmaßnahme Instandsetzung wird mit 20 Jahren angesetzt. Das Ende der Nutzungsdauer entspricht damit nicht dem Ende der planmäßigen (theoretischen) Nutzungsdauer des Überbaus, da aufgrund des Schadensausmaßes von verbleibenden Schäden auch nach der Instandsetzung auszugehen ist (z. B. Abtrag chloridbelasteter Beton nicht in allen Bereichen möglich, Ermüdung).

Die theoretische Nutzungsdauer der vorhandenen Unterbauten wurde richtlinienkonform mit 110 Jahren angesetzt. Bei der Überbauerneuerung (Zweitmaßnahme), die damit im Jahr 2032 ansteht, werden die Widerlager und die Pfeiler aus dem Jahre 1972 ebenfalls erneuert. Für die Verwaltungs- und Nebenkosten wird über alles ein Zuschlag von 10 % angesetzt. Damit setzen sich die Eingabeparameter für der Wirtschaftlichkeitsberechnung (→ Tabellenvorlagen der RI-Wi-BRÜ) wie folgt zusammen:

<u>Kosten Instandsetzungsmaßnahme + Verstärkung</u>: 3.840.000,00 €, davon Anteil Überbau (90 %): 3.456.000,00 €, Anteil Unterbauten (10 %): 384.000,00 €.
Kosten Abbruch, Verkehrsführung, Behelfe etc. bei Instandsetzung: 870.000,00 €, davon Anteil Überbau: 670.000,00 €, Anteil Unterbauten: 200.000,00 €
<u>Kosten Neubau Überbauten</u> (65%): 6.552.000,00 €, Kosten Unterbauten (35%): 3.528.000,00 €
Kosten Abbruch, Verkehrsführung, Behelfe etc. bei Neubau: 1.760.000,00 €, davon Anteil Überbau: 1.410.000,00 €, Anteil Unterbauten: 350.000,00 €

<u>Variante 2: Überbauerneuerung</u>

Bei dieser Variante wird der vorhandene Überbau unmittelbar abgebrochen. Für die Kostenschätzung der Überbauerneuerung wurden Vergleichspreise von anderen Objekten (Spannbetonüberbauten) herangezogen. Es wurde eine Brückenfläche von 8.400 m² zugrunde gelegt. Mit einem durchschnittlichen Vergleichspreis von ca. 780,- €/m² ergeben sich die

Kosten für eine Erneuerung des Überbaus zu 8.400 m² x 780 €/m² = 6.552.000,- €. An den Pfeilern werden die Pfeilerköpfe abgebrochen und für den neuen Überbau ertüchtigt. Die Kosten für die Unterbauten werden mit 500.000,- € netto angesetzt. Für die Verkehrsführung, Baubehelfe und den Abbruch des Überbaus, der Widerlager und der Pfeilerköpfe etc. werden Kosten von ca. 1.610.000,- € angesetzt. Für die Verwaltungs- und Nebenkosten wird ein Zuschlag von 10 % angesetzt. Damit setzen sich die Eingabeparameter für die Wirtschaftlichkeitsberechnung wie folgt zusammen:

Kosten Überbauerneuerung: 6.552.000,00 €
Kosten Unterbauten: 500.000,00 €
Kosten Abbruch, Verkehrsführung, Behelfe etc. bei Neubau: 1.610.000,00 €: dafür der Anteil Überbau: 1.410.000,00 € und der Anteil der Unterbauten: 200.000,00 €

Variante 3: Abbruch des gesamten Bauwerks und vollständiger Neubau

Bei dieser Variante wird das vorhandene Bauwerk einschließlich der Unterbauten vollständig abgebrochen und neu erstellt. Für die Kostenschätzung der Überbauerneuerung wurden Vergleichspreise von anderen Objekten herangezogen. Wiederum wurde eine Brückenfläche von 8.400 m² zugrunde gelegt. Mit einem durchschnittlichen Vergleichspreis von ca. 1.200,- €/m² (inkl. Unterbauten) ergeben sich die Kosten für einen vollständigen Neubau zu 8.400 m² x 1.200 €/m² = ca. 10.080.000,- €. Für die Verkehrsführung, Baubehelfe und den Abbruch des Bauwerks etc. werden Kosten von 1.760.000,- € angesetzt. Für die Verwaltungs- und Nebenkosten wird über alles ein Zuschlag von 10 % angesetzt. Damit setzen sich die Eingabeparameter wie folgt zusammen:

Kosten Neubau Überbau (65%): 6.552.000,00 €
Kosten Neubau Unterbauten (35%): 3.528.000,00 €
Kosten Abbruch, Verkehrsführung, Behelfe etc. bei Neubau: 1.760.000,00 €

10.4.2 Monetarisierter Variantenvergleich

Für die o.g. Eingangsparameter wurden schließlich die kapitalisierten Kosten der 3 Varianten zum Bezugsjahr (hier 2012) ermittelt und vergleichend in Tab. 1 einander gegenübergestellt.

Tab. 1: Ergebnis der Wirtschaftlichkeitsbetrachtung - Variantenvergleich der Varianten 1 (Instandsetzung + Verstärkung), 2 (Überbauerneuerung) und 3 (Ersatzneubau)

VARIANTENVERGLEICH								
			Variante 1		Variante 2		Variante 3	
Variable	Beschreibung	Dimension	Unterbau	Überbau	Unterbau	Überbau	Unterbau	Überbau
	Kapitalisierte Baukosten							
$K_{S,EM}$	Kapitalisierte Baukosten der Erstmaßnahme	Mio. €	0,6424	4,5386	0,7700	8,7582	4,2658	8,7582
$K_{S,ZM}$	Kapitalisierte Baukosten der Zweitmaßnahme	Mio. €	2,3619	4,8492	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
$K_{S,VAR}$	**Kapitalisierte Baukosten der Varianten**	Mio. €	3,0043	9,3878	0,7700	8,7582	4,2658	8,7582
	Kapitalisierte Unterhaltungskosten							
$E_{U,OR}$	Kapitalisierte Unterhaltungskosten im Falle ausschließlicher Instandsetzungsmaßnahmen	Mio. €	0,0000	0,0000	0,3651	0,0000	0,0000	0,0000
$E_{U,EM}$	Kapitalisierte Unterhaltungskosten im Falle einer Erneuerung als Erstmaßnahme	Mio. €	0,0000	0,0000	0,0000	2,3089	0,5651	2,3089
$E_{U,ZM}$	Kapitalisierte Unterhaltungskosten im Falle einer Instandsetzung als Erstmaßnahme und einer Erneuerung als Zweitmaßnahme	Mio. €	0,4630	2,0294	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
$E_{U,EZ}$	Kapitalisierte Unterhaltungskosten im Falle einer Erneuerung als Erstmaßnahme und einer Erneuerung als Zweitmaßnahme	Mio. €	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
$E_{U,VAR}$	**Kapitalisierte Unterhaltungskosten der Varianten**	Mio. €	0,4630	2,0294	0,3651	2,3089	0,5651	2,3089
	Kapitalisierter Restwert des am Ende des Bewertungszeitraums vorhandenen Bauwerkes							
R_{OR}	Kapitalisierter Restwert des originären Bauwerks bei ausschließlichen Instandsetzungsmaßnahmen	Mio. €	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
R_{EM}	Kapitalisierter Restwert des als Erstmaßnahme erneuerten und ggf. als Zweitmaßnahme instandgesetzten Bauwerks	Mio. €	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,1620	0,0000
R_{ZM}	Kapitalisierter Restwert des als Zweitmaßnahme erneuerten Bauwerks (EM kann ggf. auch Erneuerung sein)	Mio. €	0,2430	0,2364	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
R_{VAR}	**Kapitalisierte Restwerte der Varianten**	Mio. €	0,2430	0,2364	0,0000	0,0000	0,1620	0,0000
$K_{UB,UT}$	Kapitalisierte Kosten von Unterbau und Überbau	Mio. €	3,2242	11,1808	1,1351	11,0671	4,6689	11,0671
K_{VAR}	**Kapitalisierte Kosten der Varianten**	Mio. €	14,4050		12,2022		15,7360	

10.5 Entscheidungsfindung

Regelmäßig erfolgt zur rein monetären Betrachtung nun die Einbeziehung der nichtmonetären Aspekte, also der Verkehrsführung, dem Umweltschutz, der Durchführbarkeit (Personal, Haushaltsmittel etc.) sowie der ingenieurbaulichen Aspekte inkl. der Risikoabschätzung, welche die verschiedenen Ausfallszenarien bewertet.

Aufgrund der Risikoabschätzung auf Basis der Bauwerksschäden und der Ergebnisse aus der Nachrechnung war im beschriebenen Bespiel eine zügige Umsetzung das oberste Ziel. Aus diesem Grunde hat man sich für die bislang noch nicht beschriebene Variante 1a entschieden.

10.6 Baulich umgesetzte Maßnahme

Die bauliche umgesetzte Variante 1a besteht aus einer baulichen Übergangsmaßnahme, nämlich einer im Umfang reduzierten Ad-hoc-Instandsetzung und einer Ad-hoc-Verstärkung, da die planerischen und baurechtlichen Vorläufe für den Ersatz einer Talbrücke mehrere Jahre in Anspruch nehmen, die Brücke aber für einen weitestgehend unbeschränkten Weiterbetrieb zu stark geschädigt ist. Zeitgleich zur baulichen Umsetzung der Übergangsmaßnahme werden die planerischen und baurechtlichen Voraussetzungen für komplette Brückenerneuerung geschaffen. Diese bauliche Übergangsmaßnahme ist für einen Nutzungszeitraum von 5 (TBW 2) bzw. 10 Jahren (TBW 1) konzipiert.

Im Einzelnen stellt sich diese Maßnahme wie folgt dar: Instandsetzung und Verstärkung Überbaus von TBW 1. Instandsetzung des stärker geschädigten Überbaus (TBW 2) nur in einem für den relativ kurzen Weiterbetrieb erforderlichen Umfang. TBW 1 wird während und nach dem Abbruch von TBW 2 auch dessen Verkehr aufnehmen.

Diese Option bietet den Vorteil, dass sie schneller baulich umsetzbar ist, geringere Kosten als Variante 1 verursacht und zudem bereits die Randbedingungen des späteren Brückenersatzes berücksichtigt. Eine seitliche Behelfsbrücke im sensiblen FFH-Umfeld kann daher entfallen. Im Übrigen bietet die Verstärkung von TBW 1 die Möglichkeit, ggf. das stärker geschädigte TBW 2 bereits vorzeitig verkehrlich zu entlasten bzw. ganz außer Betrieb zu nehmen.

Folgende Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen sind beim zu verstärkenden TBW 1 vorgesehen:

- Erneuerung des Belages und der Brückenkappen inkl. Schutzeinrichtungen und Geländer
- Erneuerung der (an sich noch intakten) Fahrbahnübergangskonstruktionen, da das Anspannen der einzuziehenden externen Spannglieder den Abbruch der hinteren Kammerwände erfordert.
- Tausch der Lager im Bereich auf den Widerlagern
- Betoninstandsetzungen, auch der Pfeilerköpfe (gilt auch für TBW 2)
- Externe, in den Feld- und Stützbereichen umgelenkte Vorspannung mit 2 Spanngliedern je Überbau (Gesamtvorspannkraft ca. 6 MN)

Die Gurtanschlussdefizite werden baulich nicht behoben. Die Verstärkung ist für ein reduziertes Ziellastniveau, Brkl. 60/30 nach DIN 1072, konzipiert.

Aufgrund der moderaten Verkehrsbelastung auf diesem Autobahnstreckenabschnitt wurde eine Verstärkung für eine 3-streifige bauzeitliche Verkehrsbelastung als ausreichend angesehen. Unter Berücksichtigung der bekannten Schäden (z.B. massive Schubrisse) und der Ungewissheit hinsichtlich weiterer, nicht bekannter Schädigungen, sowie unter Einbeziehung der Ergebnisse der Nachrechnung, wurde eine volle Verkehrsbelastung (4+0-Verkehr) auf dem länger verbleibenden, verstärkten Überbau (TBW 1) als nicht vertretbar angesehen.

Während der Instandsetzungsarbeiten wurden bei TBW 2 weitere Schadstellen bekannt. Insbesondere die bereichsweise Schädigung der Fahrbahnplatte übertraf deutlich in Ausdehnung und Ausmaß die Erwartungen. Aufgrund der Schädigungen an der Spannbewehrung war eine klassische Betoninstandsetzung nicht ausreichend. Abb. 15 zeigt eine Öffnung der Fahrbahnoberseite im Bereich einer Spanngliedschädigung.

Das Ausmaß der Fahrbahnplattenschädigung erforderte vielmehr eine Anpassung des Bauablaufes in Form einer vorgezogenen Sperrung von TBW 2, d.h. TBW 1 wurde zeitweise zweistreifig im Gegenverkehr betrieben, und einer anschließenden Fahrbahnplattenertüchtigung.

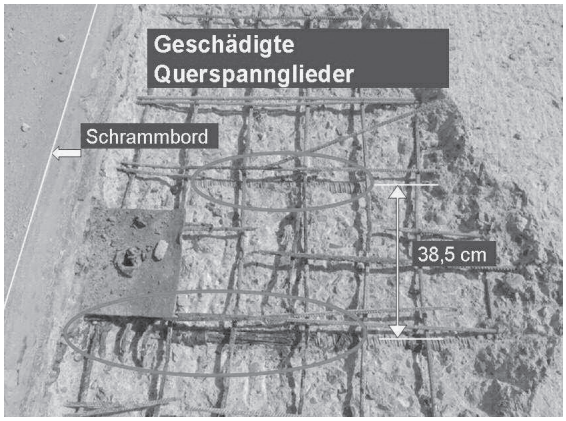


Abb. 15: Schadensausschnitt nach Entfernen der Bauwerksabdichtung. Fahrbahnplattenoberseite mit teilweise gerissenen Querspanndrähten (rot umrandet) im Bereich eines Einbauteils

Die partiell geschädigte Fahrbahnplatte von TBW 2 wurde auf einer Länge von ca. 12,50 m durch eine Haupt- u. Nebenträgerkonstruktion mit schlaff bewehrten Hauptträgern und darauf aufliegenden HEB 200-Nebenträgern (
) unterfangen. Zur Vermeidung einer zu steifen Endauflagerung der Fahrbahnplatte (Rissgefahr der quer vorgespannten Fahrbahnplatte) erfolgte die Endausbildung durch auskragende HEB-Nebenträger (rechts unten).

Die endgültig vorgesehene Verkehrsführung auf TBW 2 (bis zum Brückenabriss) zeigt Abb. 17. Das Foto entstand nach Fertigstellung der Fahrbahnplattenunterfangung. Die weiterhin geschädigten widerlagernahen Kragarmbereiche werden auch dauerhaft nicht durch den Verkehr belastet, indem die Innenkappe verschwenkt ausgeführt wird und der Standstreifen auf TBW 2 dauerhaft baulich abgesperrt bleibt.

Die Kosten dieser baulichen Übergangsmaßnahme (Variante 1a) liegen bei rund 3,5 Mio. € (inkl. MwSt.) Die Bauzeit beträgt ca. eineinhalb Jahre.

10.7 Fazit

Dieses Beispiel soll auch aufzeigen, welche aufwändigen und teuren Maßnahmen notwendig sein können, um selbst den während der eigentlichen Baumaßnahme zu Tage tretenden Schäden zu begegnen. Trotz intensiver Voruntersuchungen und Planungen lassen sich nicht alle Schäden erkunden. Vielfach wird das eigentliche Schadensausmaß erst erkennbar, wenn der komplette Fahrbahnaufbau -also Fahrbahnbelag, Schutzschicht und Bauwerksabdichtung - entfernt wird. Damit bergen Instandsetzungen nicht unerhebliche Ausführungsrisiken in technischer und in bauvertraglicher Sicht. Es liegt in der Natur der Sache, dass sich das daraus resultierende Kostensteigerungspotenzial nur schwer eingrenzen lässt. Die technischen und wirtschaftlichen Risiken sollten bei der Entscheidung „Instandsetzung oder Neubau" stets bedacht werden.

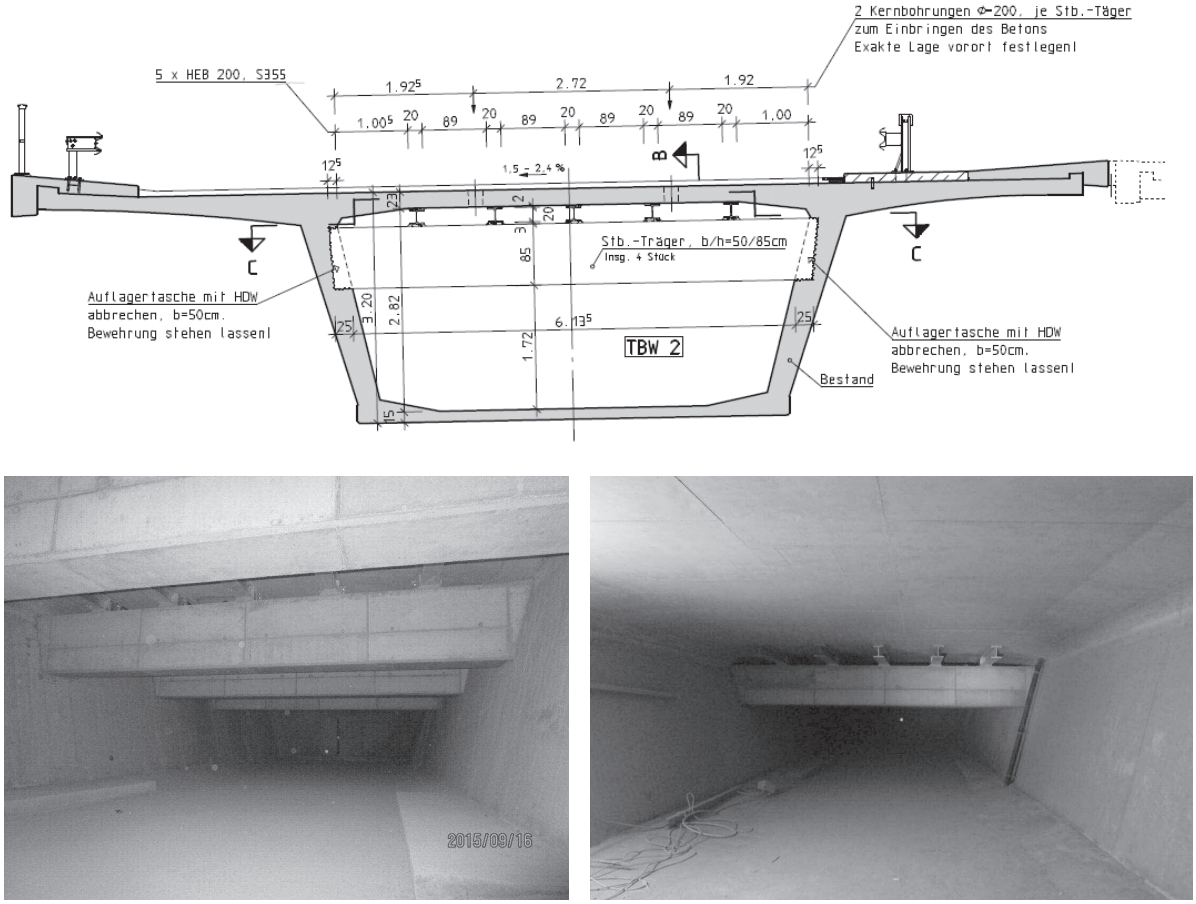


Abb. 16: Übergangsmaßnahme: Unterfangung der geschädigten Fahrbahnplatte des Hohlkastens mit einem Haupt- u. Nebenträgersystem (oben und unten). Unten rechts: Endausbildung

Abb. 17: Darstellung der endgültig vorgesehen Verkehrsführung auf TBW 2 mit baulicher Sperrung der geschädigten Kragarme

11 Literatur

[1] Regierungspräsidium Tübingen (2013). Automatische Straßenverkehrszählungen in Baden-Württemberg. Ergebnisse Jahr 2013. Landesstelle für Straßentechnik

[2] DIN 1076 (1999) Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen - Überwachung und Prüfung. Beuth Verlag, Berlin, Ausgabe 11-1999

[3] RI-EBW-PRÜF (2004) Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076, Ausgabe 2004

[4] DIN 1076 (1999) Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen - Überwachung und Prüfung. Beuth Verlag, Berlin, Ausgabe 11-1999

[5] DIN 1072 (1967) Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen. Beuth Verlag, Berlin, Ausgabe 1967-11

[6] DIN 1072 (1985) Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen. Beuth Verlag, Berlin, Ausgabe 1985-12

[7] DIN 1045-2:2008-08 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1

[8] Bayerisches Staatsministerium des Innern (1984) Hinweise für Eigentümer und Mieter von Wohngebäuden und Wohnungen, in den Spannbetondecken mit Tonerdeschmelzzement eingebaut. RB-Nr. 03B/84 08

[9] Schöppel, K. (2010) Aussagekraft von Chloridwerten aus Betonbauwerken hinsichtlich der Korrosoinsgefährdung. Beton- und Stahlbetonbau 105, Heft 11, S. 703 - 713

[10] Lingemann, J., Zilch, K., Ehmann, R., Marzahn, G., Krüger, D. (2010) Die neue Handlungsanweisung zur Überrüfung und Beuteilung des Ankündigungsverhaltens von älteren Brückenbauwerken mit spannungsrisskorrosoinsempfindlichen Spannstahl. Bauingenieur 85, Juli/August 2010, S. 297-306

[11] BAST (2009) Ermittlung relevanter Bauwerke zur Ertüchtigung des Brückenbestandes der Bundesfernstraßen. Stellungnahme. Ermittlung relevanter Bauwerke zur Ertüchtigung des Brückenbestandes der Bundesfernstraßen Sachstand: Mai 2009 Datennacherhebung und Priorisierung: September 2009

[12] Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrisskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden (2011); BMVBS, Abteilung Straßenbau und Straßenverkehr, Ausgabe 06-2011

[13] Bundesanstalt für Wasserbau (2006) Spannungsrisskorrosion von Spannstählen (587 - B). BAW-Brief Nr. 3 - November 2006

[14] Der Bundesminister für Verkehr (1981) Schäden an Brücken von Bundesfernstraßen. Erfassen von Schäden an Brückenlagern. Rundschreiben vom 28. Juli 1981 (Az.: StB 25/38.55.40-01/25020 Va 81)

[15] RI-WI-BRÜ (2004) Richtlinie für die Erhaltung von Ingenieurbauten (RI-ERH-ING), Teil 4 Richtlinie zur Durchführung von Wirtschaftlichkeits-untersuchungen im Rahmen von Instandsetzungs-/Erneuerungsmaßnahmen bei Straßenbrücken

[16] Leitfaden Objektbezogene Schadensanalyse Richtlinie für die Erhaltung von Ingenieurbauten (RI-ERH-ING), Teil 3 Leitfaden Objektbezogene Schadensanalyse (OSA)

[17] ABBV (2010) Verordnung zur Berechnung von Ablösungsbeträgen nach dem Eisenbahnkreuzungsgesetz, dem Bundesfernstraßengesetz und dem Bundeswasserstraßengesetz (Ablösungsbeträge-Berechnungsverordnung - ABBV)

[18] Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie) (2011) Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Berlin, Ausgabe 05-2011

[19] Ergänzung zur Nachrechnungsrichtlinie (2015) 1. Ergänzung zu: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie) (2011). Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Berlin, Ausgabe der Ergänzung 01-2015

[20] DIN-Fachbericht 101 (2009): Einwirkungen auf Brücken. Beuth Verlag, Berlin, Ausgabe März 2009

[21] Zement-Taschenbuch (2000) Verein Deutscher Zementwerke e.V. (Hrsg.), Düsseldorf. Verlag Bau+Technik, 2000

[22] DIN EN 1991-2:2004-05 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003

[23] DIN EN 1991-2/NA Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003

[24] Handlungsanweisung Koppelfugen (1998) Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonüberbauten; Bundesanstalt, für Straßenwesen BAST -Abteilung Brücken und Ingenieurbau, Ausgabe 1988

Autor

Dr.-Ing. Timo Wüstholz
Straßenbauverwaltung Baden-Württemberg
Regierungspräsidium Stuttgart
Rollwagstr. 16
74072 Heilbronn

Programm des Symposiums

10. März 2016, Großer Hörsaal Bauingenieurwesen, Karlsruher Institut für Technologie (KIT)

Begrüßung

9:00 Uhr **Anmeldung | Kaffee**

9:30 Uhr **Begrüßung | Moderation**
Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller
Karlsruher Institut für Technologie (KIT)

Dipl.-Ing. Eckhard Bohlmann
Verband Deutscher Betoningenieure e. V.

Dipl. Wirtsch.-Ing. Ulrich Nolting
InformationsZentrum Beton GmbH

Instandsetzungsbedarf und Schadensursachen

9:45 Uhr **Instandsetzungsbedarf von Infrastukturbauten in Deutschland**
Dr.-Ing. Gero Marzahn
Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI)

10:15 Uhr **Schädigungsmechanismen von Beton und Stahlbeton**
Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller
Karlsruher Institut für Technologie (KIT)

10:45 Uhr **Kaffeepause**

11:15 Uhr **Instandhaltung von Betonbauwerken – Die neue Richtlinie des DAfStb**
Dr.-Ing. Udo Wiens
Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb)

Entwicklung angepasster Instandsetzungskonzepte

11:45 Uhr **Methoden der Bauwerksuntersuchung und Zustandserfassung**
Dr.-Ing. U. Wöhnl
Ingenieurbüro für Beton und Mauerwerk

12:15 Uhr **Der sachkundige Planer – Schadensbewertung und Instandsetzungskonzept**
Dr.-Ing. Michael Fiebrich
BauIngenieurSozietät Sasse & Fiebrich

12:45 Uhr **Mittagspause**

Fallbeispiele

14:00 Uhr **Instandsetzungsprinzip R in der Praxis**
Dipl.-Ing. Claus Golar
Ingenieure Hannes Fiala & Claus Golar

14:20 Uhr **Instandsetzungsprinzip W in der Praxis**
Dipl.-Ing. Ingo Lindemann
HochTief Engineering GmbH

14:40 Uhr **Instandsetzungsprinzip K in der Praxis**
Prof. Dr.-Ing. Bernd Isecke
CORR-LESS Isecke & Eichler
Consulting GmbH & Co. KG

15:00 Uhr **Kaffeepause**

Unterhaltung Instandgesetzter Bauwerke

15:30 Uhr **Monitoring und Unterhaltung instandgesetzter Bauwerke**
Prof. Dr.-Ing. Christoph Gehlen
Centrum Baustoffe und Materialprüfung
TU München

16:00 Uhr **Instandsetzung oder Neubau? Technische und wirtschaftliche Betrachtungen**
Dr.-Ing. Timo Wüstholz
Straßenbauverwaltung Baden-Württemberg

16:30 Uhr **Zusammenfassung | Schlusswort**
Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller
Karlsruher Institut für Technologie (KIT)

Dipl. Wirtsch.-Ing. Ulrich Nolting
InformationsZentrum Beton GmbH

16:35 Uhr **Umtrunk | Imbiss**

Autorenverzeichnis

12. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
„Bauwerkserhaltung − Instandsetzung im Beton- und Stahlbetonbau“

Dr.-Ing. Thorsten Eichler
CORR-LESS Isecke & Eichler Consulting GmbH & Co. KG, Kurfürstendamm 194, 10787 Berlin

Dr.-Ing. Michael Fiebrich
BauingenieurSozietät (BIS) Sasse & Fiebrich, Steppenbergallee 157, 52074 Aachen

Prof. Dr.-Ing. Christoph Gehlen
Centrum Baustoffe und Materialprüfung, Technische Universität München, Arcisstr. 21, 80333 München

Dipl.-Ing. Susanne Gieler-Breßmer
IGF Ingenieur-Gesellschaft f. Bauwerkinstand Gieler-Breßmer & Fahrenkamp GmbH, Tobelstr. 8, 73079 Süßen

Dipl.-Ing. Claus Golar
Ingenieure Hannes Fiala & Claus Golar, Königsberger Str. 6, 65830 Kriftel

Prof. Dr.-Ing. Bernd Isecke
CORR-LESS Isecke & Eichler Consulting GmbH & Co. KG, Kurfürstendamm 194, 10787 Berlin

Dipl.-Ing. Ingo Lindemann
HOCHTIEF Engineering GmbH, Consult Materials, Farmstr. 91-97, 64546 Mörfelden-Walldorf

Dr.-Ing. Gero Marzahn
Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, Robert-Schumann-Platz 1, 53175 Bonn

Dr.-Ing. Till Felix Mayer
Ingenieurbüro Schiessl Gehlen Sodeikat GmbH, Landsberger Str. 370, 80687 München

Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Gotthard-Franz-Str. 3, 76131 Karlsruhe

Dr.-Ing. Angelika Schießl-Pecka
Ingenieurbüro Schiessl Gehlen Sodeikat GmbH, Landsberger Str. 370, 80687 München

Dr.-Ing. Michael Vogel
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Gotthard-Franz-Str. 3, 76131 Karlsruhe

Dr.-Ing. Udo Wiens (stellv. für Autoren)
Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V., Budapester Str. 31, 10787 Berlin

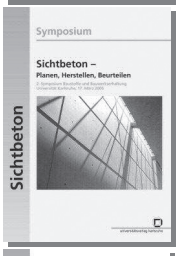
Dr.-Ing. Ulrich Wöhnl
Ingenieurbüro für Beton und Mauerwerk, Heinrich-Mann-Str. 78, 49088 Osnabrück

Dr.-Ing. Timo Wüstholz
Regierungspräsidium Stuttgart, Dienstsitz Heilbronn, Rollwagstr. 16, 74072 Heilbronn

Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung

Themen vergangener Symposien (2004-2015)

1. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Instandsetzung bedeutsamer Betonbauten der Moderne in Deutschland
Hrsg. H. S. Müller, U. Nolting, M. Vogel, M. Haist
ISBN 978-86644-098-2



2. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Sichtbeton – Planen, Herstellen, Beurteilen
Hrsg. H. S. Müller, U. Nolting, M. Haist
ISBN 3-937300-43-0

3. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Innovationen in der Betonbautechnik
Hrsg. H. S. Müller, U. Nolting, M. Haist
ISBN 3-86644-008-1

4. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Industrieböden aus Beton
Hrsg. H. S. Müller, U. Nolting, M. Haist
ISBN 978-3-86644-120-0

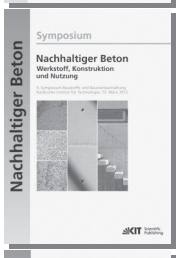
5. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Betonbauwerke im Untergrund – Infrastruktur für die Zukunft
Hrsg. H. S. Müller, U. Nolting, M. Haist
ISBN 978-3-86644-214-6

6. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Dauerhafter Beton – Grundlagen, Planung und Ausführung bei Frost- und Frost-Taumittel-Beanspruchung
Hrsg. H. S. Müller, U. Nolting, M. Haist
ISBN 978-3-86644-341-9

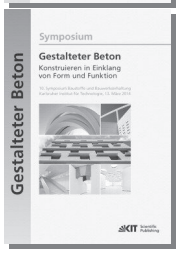
7. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Beherrschung von Rissen in Beton
Hrsg. H. S. Müller, U. Nolting, M. Haist
ISBN 978-3-86644-487-4

bitte wenden

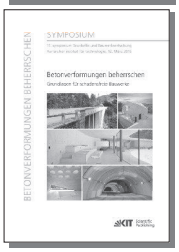
8. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Schutz und Widerstand durch Betonbauwerke bei chemischen Angriff
Hrsg. H. S. Müller, U. Nolting, M. Haist
ISBN 978-3-86644-654-0



9. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Nachhaltiger Beton – Werkstoff, Konstruktion und Nutzung
Hrsg. H. S. Müller, U. Nolting, M. Haist, M. Kromer
ISBN 978-3-86644-820-9



10. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Gestalteter Beton – Konstruieren in Einklang von Form und
Hrsg. H. S. Müller, U. Nolting, M. Haist, M. Kromer
ISBN 978-3- 73150-179-4



11. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Betonverformungen beherrschen – Grundlagen für schadensfreie Bauwerke
Hrsg. H. S. Müller, U. Nolting, M. Haist, M. Kromer
ISBN 978-3-7315-0343-9

Alle Bände sind kostenfrei als Download bei **KIT Scientific Publishing (http://www.ksp.kit.edu)** oder für einen Unkostenbeitrag im Buchhandel erhältlich

Die Instandhaltung von Betonbauwerken ist von zentraler Bedeutung für deren nachhaltigen und wirtschaftlichen Betrieb. Eine geeignete Instandhaltungsplanung erfordert jedoch Kenntnis der während der Lebensdauer des Bauwerks zu erwartenden Einwirkungen, der Leistungsfähigkeit und Dauerhaftigkeit der verwendeten Baustoffe und – im Falle eines Schadenseintritts – der technischen Möglichkeiten der Instandsetzung. Um vom beobachteten Schadensbild auf die ursächlichen Schädigungsmechanismen und auf entsprechend geeignete Instandsetzungsmethoden schließen zu können, sind häufig entsprechende Erfahrung und fundiertes Wissen auf Seiten der Planungs- und Ausführungsverantwortlichen notwendig. Zielsetzung des 12. Symposiums Baustoffe und Bauwerkserhaltung ist es, die Grundlagen zur Durchführung einer Schadensbegutachtung, Instandsetzungsplanung und -ausführung zu vermitteln.
Im vorliegenden Tagungsband geben namhafte Autoren zunächst einen Überblick über den Instandsetzungsbedarf bei Betonbauwerken in Deutschland. Weiterhin wird im ersten Themenblock auf die Schadensursachen eingegangen, und es wird die neue DAfStb-Richtlinie zur Betoninstandhaltung vorgestellt. Der zweite Themenblock ist der Entwicklung angepasster Instandsetzungskonzepte gewidmet. Darin wird die Herangehensweise bei der Schadensbegutachtung und der darauf aufbauenden Entwicklung von Maßnahmen aufgezeigt. Im dritten Themenblock werden die gängigsten Instandsetzungsprinzipien anhand von Praxisbeispielen durch renommierte Autoren vorgestellt. Abschließend werden sowohl die Unterhaltung instandgesetzter Bauwerke als auch die Wirtschaftlichkeit von Instandsetzungsmaßnahmen im Vergleich zum Neubau beleuchtet.

www.betoninstitut.de
www.beton.org
www.betoningenieure.de

ISBN 978-3-7315-0474-0

ISBN 978-3-7315-0474-0
9 783731 504740 >