

Entwicklung von Verfahren einer zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung

Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 85

The logo consists of the word "bast" in a bold, lowercase, green sans-serif font. The letters are slightly shadowed, giving it a 3D appearance. The logo is positioned in the bottom right corner of the page.

Entwicklung von Verfahren einer zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung

von

Konrad Zilch
Daniel Straub
Florian Dier
Johannes Fischer

Institut für Baustoffe und Konstruktion
Lehrstuhl für Massivbau
Fachgebiet Risikoanalyse und Zuverlässigkeit
Technische Universität München

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 85

bast

Die Bundesanstalt für Straßenwesen veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse in der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen**. Die Reihe besteht aus folgenden Unterreihen:

A - Allgemeines
B - Brücken- und Ingenieurbau
F - Fahrzeugtechnik
M - Mensch und Sicherheit
S - Straßenbau
V - Verkehrstechnik

Es wird darauf hingewiesen, dass die unter dem Namen der Verfasser veröffentlichten Berichte nicht in jedem Fall die Ansicht des Herausgebers wiedergeben.

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung der Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt beim Wirtschaftsverlag NW, Verlag für neue Wissenschaft GmbH, Bgm.-Smidt-Str. 74-76, D-27568 Bremerhaven, Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0, bezogen werden.

Über die Forschungsergebnisse und ihre Veröffentlichungen wird in Kurzform im Informationsdienst **Forschung kompakt** berichtet. Dieser Dienst wird kostenlos abgegeben; Interessenten wenden sich bitte an die Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Impressum

Bericht zum Forschungsprojekt FE 88.002/2009:
Entwicklung von Verfahren einer zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung

Projektbetreuung
Ralph Holst

Herausgeber
Bundesanstalt für Straßenwesen
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach
Telefon: (0 22 04) 43 - 0
Telefax: (0 22 04) 43 - 674

Redaktion
Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit

Druck und Verlag
Wirtschaftsverlag NW
Verlag für neue Wissenschaft GmbH
Postfach 10 11 10, D-27511 Bremerhaven
Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0
Telefax: (04 71) 9 45 44 77
Email: vertrieb@nw-verlag.de
Internet: www.nw-verlag.de

ISSN 0943-9293
ISBN 978-3-86918-181-3

Bergisch Gladbach, Dezember 2011

Kurzfassung – Abstract

Entwicklung von Verfahren einer zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung

Aktuell werden Brücken intensiv in festgelegten Zyklen untersucht, wodurch hohe Kosten entstehen, jedoch das Zusammenwirken der Konstruktionsteile und Systemabhängigkeiten nur unzureichend berücksichtigt werden. Durch eine risikobasierten Bauwerksprüfung ist es möglich, den Prüfumfang jeder Bauwerksprüfung auf Basis wissenschaftlich basierter Risikobetrachtungen auf Schadensesebene festzulegen und nur bei Vorliegen einer entsprechenden Schädigungswahrscheinlichkeit zu prüfen. Hierzu wird das betrachtete Bauwerk mithilfe mehrerer Untergliederungsebenen bis zu den möglichen Schäden aufgegliedert. Für sämtliche Schäden werden auf Grundlage mechanischer oder physikalischer/chemischer Überlegungen Schädigungsmodelle definiert und für alle Schäden verschiedene Schädigungsniveaus, bezogen auf die Auswirkungen auf die Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit, festgelegt. Durch eine Darstellung der Schäden mittels probabilistischer Modelle, lässt sich die Wahrscheinlichkeit, dass ein Schaden ein bestimmtes Schädigungsniveau erreicht, errechnen. Wenn die Wahrscheinlichkeit, dass ein Schaden ein bestimmtes Schädigungsniveau erreicht hat, eine zugehörige Grenzwahrscheinlichkeit erreicht, ist eine Bauwerksprüfung zur Bestätigung dieses Schadensniveaus durchzuführen. Es wird eine Systematik vorgeschlagen, die für jedes Schädigungsniveau, die Ermittlung der Grenzwahrscheinlichkeit ermöglicht. Durch die Bauwerksprüfung kann der tatsächliche Bauwerkszustand festgestellt und die Schädigungsprognose durch Einbezug dieser Erkenntnisse in die Schädigungsmodelle, angepasst werden. Durch das vorgeschlagene Modell ist es möglich, beim Umfang der Bauwerksprüfung den tatsächlichen und den prognostizierten Bauwerkszustand zu berücksichtigen. Die für die Bauwerksprüfung bereitstehenden Mittel lassen sich effizienter einsetzen und „Schwachpunkte“ eines Bauwerks werden gemäß ihrer Schädigungswahrscheinlichkeit häufiger geprüft.

Development of methods for reliability-based construction testing

Bridges are currently subjected to intense investigations at fixed intervals. This results in high costs and allows only insufficient consideration of the interaction of the system parts and the system dependencies. Risk-based structure assessment makes it possible to specify the scope of each structural inspection according to a scientific risk assessment on the level of the damage and to inspect only when the damage probability is sufficiently high. The structure under consideration is conceptually segmented, using several segmentation levels, until the level of possible damage events is reached. Damage models based on mechanical or physical/chemical considerations are defined for all damage events and the consequences regarding structural integrity, traffic safety and durability are defined for all damage events at different damage levels. Representation of damage with probabilistic models makes it possible to calculate the probability that an event reaches a certain damage level. When the probability that a damage event reaches a certain damage level exceeds a specific threshold probability, the structure must be inspected to confirm this damage level. The systematic approach suggested makes it possible to determine the threshold probability for each damage level. A structural inspection can then be used to determine the actual condition of the structure and the damage prediction can be updated by considering this information in the damage models. This proposed model makes it possible to determine the scope of the structural inspection according to the actual and predicted condition of the structure. The resources available for structural tests can thus be used more efficiently and "weak points" of a structure are inspected more often according to their damage probability.

Inhalt

1	Einleitung	13	3.6	Frost-Tausalz-Angriff	96
2	Grundmodell	19	3.7	Alkali-Kieselsäure-Reaktion	99
2.1	Aufgliederung von Bauwerken	21	3.8	Defizite der Konstruktion	101
2.2	Definition der Schadensniveaus	26	3.9	Konstruktionsteile und Brücken- ausstattung	105
2.3	Darstellung der Schädigungen und Berechnung der Wahrscheinlich- keiten	31	4	Zusammenfassung und Ausblick ...	107
2.4	Grenzwahrscheinlichkeiten für alle S/V/D- Bewertungen	39	5	Literatur	108
2.4.1	Einleitung	39			
2.4.2	Ermittlung der Grenzwahrschein- lichkeit für die Bewertung der Dauerhaftigkeit	40			
2.4.3	Ermittlung der Grenzwahrschein- lichkeit für die Bewertung der Standicherheit	47			
2.4.4	Ermittlung der Grenzwahrschein- lichkeit für die Bewertung der Verkehrssicherheit	49			
2.5	Ermittlung der Prüftermine	49			
2.6	Interaktionen zwischen den Schäden	52			
2.6.1	Kumulative Interaktionen	52			
2.6.2	Direkte Interaktionen	54			
2.6.3	Interaktionen der Prüfung	55			
2.7	Modellierung der Inspektion und Einbezug der Prüfergebnisse	56			
3	Schäden	61			
3.1	Karbonatisierung	65			
3.2	Chlorideindringung	70			
3.3	Bewehrungskorrosion:	75			
3.4	Spannungsrisskorrosion	82			
3.5	Ermüdung	87			
3.5.1	Ermüdung an Spannbetonbrücken	89			
3.5.2	Ermüdung von Stahlbetonbrücken	92			

Abkürzungsverzeichnis

Lateinische Großbuchstaben

A_b	Betonquerschnittsfläche (Bruttoquerschnitt)
ASB-ING	ASB-ING, 2008-03; siehe Literaturverzeichnis
A_{sw}	Querschnittsfläche eines Elements der Querkraftbewehrung
$A_{Z,n}$	Querschnittsfläche eines einzelnen Spannglieds
BMS	Bauwerk-Management-System
C	Normierungskonstante
$C_{D,SNi}$	Reparaturkosten, um das Schädigungsniveau SNi instandzusetzen
$C_{D,SN(i+1)}$	Reparaturkosten, um das nächsthöhere Schädigungsniveau $SN(i + 1)$ instandzusetzen
$C_{Insp,k}$	Kosten einer einzelnen Prüfung
C_{krit}	kritische Chloridkonzentration
C_S	Chloridkonzentration an der Betonoberfläche
D	Schadensbewertung Dauerhaftigkeit
D_B	Diffusionskonstante
D_{Beton}	Betonüberdeckung
D_{grenz}	Grenzschädigungsfaktor (Schadensakkumulation nach Palmgren-Miner)
D_{vorh}	Schädigungsfaktor (Schadensakkumulation nach Palmgren-Miner)
D_W	Chloridwanderungskoeffizient
$D_{W,0}$	Chloridwanderungskoeffizient zum Referenzzeitpunkt t_0
$E[C_{D,I}]$	Erwartete anfallende Kosten für die Reparatur bzw. Instandsetzung
$E[C_{D,\bar{I}}]$	Erwartete Schadenskosten für das Schädigungsniveau SNi , wenn dieses nicht entdeckt wird und damit höhere Reparaturkosten anfallen (Reparaturkosten)
$E[C_{Insp,SNi}]$	Erwartete Prüfkosten im Schädigungsniveau SNi
$E[X]$	Erwartungswert einer Zufallsgröße X
E_Z	Elastizitätsmodul des Spannstahls
FORM	First Order Reliability Method
$F_X(x)$	Verteilungsfunktion einer Zufallsgröße X
$F_X^{-1}(x)$	Inverse Verteilungsfunktion einer Zufallsgröße X
$I[g(\mathbf{x}_i) \leq 0]$	Indikatorfunktion für die Grenzzustandsfunktion $g(\mathbf{x}_i) \leq 0$

K	Karbonatisierungsfaktor
K_w	w %-Quantil einer Zufallsgröße
$L(z_m z)$	Likelihood der Messung, die die Genauigkeit des Prüfergebnisses angibt
M_{As}	Tragmoment der vorhandenen Betonstahlbewehrung
MCS	Monte-Carlo-Simulation
M_g	Biegemoment infolge ständiger Last
M_p	Biegemoment infolge voller Verkehrsbeanspruchung
$M_{vx, \infty}$	Statisch unbestimmtes Biegemoment infolge Vorspannung zum Zeitpunkt $t = \infty$
$M_{\Delta T}$	Biegemoment infolge linearem Temperaturunterschied
$M_{\Delta T, frequ}$	Moment infolge eines häufigen Anteils aus linearem Temperaturunterschied
$N(\Delta\sigma_i)$	Ertragbare Lastwechsel einer Schwingbreite $\Delta\sigma_i$
OSA	OSA, 2004-06; siehe Literaturverzeichnis
PoD	Probability of Detection
$\Pr(\dots)$	Wahrscheinlichkeit des Ereignisses (...)
$\Pr(F_S \cap SNi)$	Wahrscheinlichkeit des Systemversagens aufgrund des Schädigungsniveaus SNi
$\Pr(F_S SNi)$	Wahrscheinlichkeit des Systemversagens wenn das Schädigungsniveau SNi erreicht ist
$\Pr(I_{SNi} \cap SNi)$	Wahrscheinlichkeit, dass ein Schädigungsniveau SNi vorliegt und entdeckt wird
$\Pr(\bar{I}_{SNi} \cap SNi)$	Wahrscheinlichkeit, dass ein Schädigungsniveau SNi vorliegt, jedoch nicht entdeckt wird ($= 1 - \Pr(I_{SNi} \cap SNi)$)
$\Pr(I_{SNi} SNi)$	Wahrscheinlichkeit, dass eine Schädigung im Niveau SNi entdeckt wird (PoD)
$\Pr(\bar{I}_{SNi} SNi)$	Wahrscheinlichkeit, dass Schädigungsniveau SNi nicht entdeckt wird, wenn es tatsächlich vorliegt
$\Pr(M_k = \bar{d})$	Wahrscheinlichkeit, dass die Messung zur Zeit t_k keine Schädigung detektiert
$\Pr(M_k) = d$	Wahrscheinlichkeit, dass die Prüfung zum Zeitpunkt t_k eine Schädigung d anzeigt
$\Pr(M_k = \bar{d} SNi_k)$	Wahrscheinlichkeit, dass die Messung keinen Schaden detektiert, wenn tatsächlich Schädigungsniveau SNi vorliegt (Qualität der Inspektion)
$\Pr(R I_{SNi})$	Wahrscheinlichkeit einer Reparatur R , unter der Bedingung, dass ein Schaden SNi entdeckt wurde (I_{SNi})
$\Pr(SNi)$	Wahrscheinlichkeit, dass Schädigungsniveau SNi erreicht wird
$\Pr(SNi_k)$	Wahrscheinlichkeit des Schädigungsniveaus SNi zur Zeit t_k
$\Pr(SN\Delta i)$	Wahrscheinlichkeit des gemeinsamen Zustands $SN\Delta i$

$\Pr(SNi_k M_k)$	Wahrscheinlichkeit des Schädigungsniveaus SNi zur Zeit t_k , gegeben ein Inspektionsergebnis M_k , ebenfalls zur Zeit t_k
$\Pr(SNi_k M_k = \bar{d})$	Aktualisierte Schädigungswahrscheinlichkeit des Niveaus SNi zur Zeit t_k , gegeben Inspektionsergebnis $M_k = \bar{d}$, welches keine Schädigung anzeigt
RI-EBW-PRÜF	RI-EBW-PRÜF, 2007-11; siehe Literaturverzeichnis
R_{SNi}	Relation zwischen den erwarteten Schadenskosten $C_{D,SNi}$ und den Prüfkosten $C_{Insp,k}$ einer Bauwerksprüfung
$R_{SN(i+1)}$	Relation zwischen den erwarteten Schadenskosten $C_{D,SN(i+1)}$ und den Prüfkosten $C_{Insp,k}$ einer Bauwerksprüfung
$R_{SNi}(\mathbf{X}, t)$	Resistenz bzw. maximal zulässige Schädigung im Schädigungsniveau SNi in Abhängigkeit der Parameter \mathbf{X} zur Zeit t
S	Schadensbewertung Standsicherheit
S_{th}	Theoretische Zustandsnote von Verschleißteilen
SNi_E	Bewertung SNi bei Ermüdung
SNi_K	Bewertung SNi bei Korrosion
SORM	Second Order Reliability Method
$S(\mathbf{X}, t)$	Einwirkung in Abhängigkeit der Parameter \mathbf{X} zur Zeit t
$T(x)$	Transformationsvorschrift, um X in eine standardnormalverteilte Größe U zu transformieren
V	Schadensbewertung Verkehrssicherheit
W_b	Widerstandsmoment der Randfaser des Betonbruttoquerschnitts
\mathbf{X}_i	i -ter, durch MCS erzeugter Sampling-Vektor \mathbf{X}
X_k	k -ter Zustand der Größe X

Lateinische Kleinbuchstaben

a	Jahr, karbonatisierte Substanz, Luftgehalt des Betons bei Frost-Tausalzangriff
a_c	Anteil der Dauer der Chloridbeaufschlagung am Bauteilalter
$\arg \min_{\mathbf{u}} \ \mathbf{u}\ $	Argument \mathbf{u} , welches die Länge des Vektors \mathbf{u} minimiert
b_w	Stegbreite
c	CO ² -Gehalt der Luft
c_{age}	Alterungsfaktor bei Frost-Tausalzangriff
c_{cur}	Nachbehandlungsfaktor bei Frost-Tausalzangriff
c_{env}	Faktor zur Erfassung der Umweltbedingungen bei Frost-Tausalzangriff
c_{nom}	nominale Betondeckung, nach entsprechender Norm
c_T	Temperaturkoeffizient zur Berechnung der Temperaturabhängigkeit von Bewehrungskorrosion
d	Betondeckung

f_{ck}	Charakteristische Beton-Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen
f_{cm}	Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit von Beton
$f_X(x)$	Wahrscheinlichkeitsdichte einer Zufallsgröße X
$f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x}, z)$	gemeinsame Wahrscheinlichkeitsdichte der Zufallsvariablen \mathbf{X} und Z
f_{yk}	Charakteristischer Wert der Streckgrenze von Bewehrung
$f_Z(z, t)$	Verteilungsdichte der Zufallsgröße Z zur Zeit t
$f_Z(z z_m)$	Likelihood der Messung, die die Genauigkeit des Prüfergebnisses angibt
$g_{BK}(t)$	Grenzzustandsfunktion der Bewehrungskorrosion in Abhängigkeit der Zeit
$g_C(t)$	Grenzzustandsfunktion der Chlorideindringung in Abhängigkeit der Zeit
$g_{Erm}(t)$	Grenzzustandsfunktion der Ermüdung in Abhängigkeit der Zeit
$g_{FT}(t)$	Grenzzustandsfunktion bei Frost- Tausalzangriff
$g_K(t)$	Grenzzustandsfunktion der Karbonatisierung in Abhängigkeit der Zeit
$g_{Quer}(t)$	Grenzzustandsfunktion der Mindestquerkraftbewehrung für gerissene Querschnitte
$g_{SNi}(\mathbf{X}, t)$	Grenzzustandsfunktion in Abhängigkeit der Parameter \mathbf{X} zur Zeit t
$g(\mathbf{u}) = 0$	in den Standardnormalraum transformierte Grenzzustandsfläche
$g(X)$	Grenzzustandsfunktion einer Zufallsgröße X
$g(\mathbf{x}_i)$	Grenzzustandsfunktion für den Zufallsvektor \mathbf{x}_i
$h(\Lambda_{SNi})$	Näherungsfunktion für die Anzahl der Prüfungen als Funktion der Grenzwahrscheinlichkeit Λ_{SNi}
i	Zählvariable (z. B. Schädigungsniveau SNi , i -ter Pseudozufallsvektor)
k	Funktionsparameter zur Berechnung einer theoretischen Zustandsnote von Verschleißteilen
k_c	Korrekturparameter für D_0 zur Berücksichtigung der Nachbehandlungsmethode
k_e	Korrekturparameter für D_0 zur Berücksichtigung der Umgebungstemperatur
k_1, k_2	Steigungen der Wöhlerlinie
n	Altersexponent zur Berücksichtigung der Zeitabhängigkeit bei der Chlorideindringung
$n_{br,i}$	Zum Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit im Querschnitt i erforderliche Restspanngliedzahl, aufgerundet auf die nächstgrößere ganzzahlige Spanngliedanzahl
$n_{cr,i}$	Restspannglieder bei Rissbildung im Querschnitt i , abgerundet auf die nächstkleinere ganzzahlige Spanngliedzahl
n_{Insp}	Anzahl der durchzuführenden Prüfungen
$n(\Delta\sigma_i)$	Auftretende Lastwechsel einer Schwingbreite $\Delta\sigma_i$

p	Funktionsparameter zur Berechnung einer theoretischen Zustandsnote von Verschleißteilen; Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne Vorankündigung bei Verwendung spannungsrissskorrosionsgefährdeter Spannstähle
$p_{D,MCS}$	Schädigungswahrscheinlichkeit aus Monte-Carlo-Simulation
p_{fl}	Anteil von Flugasche zur Ermittlung des Alterungsfaktors bei Frost-Tausalzangriff
p_{sf}	Anteil von Silika-Staub zur Ermittlung des Alterungsfaktors bei Frost-Tausalzangriff
p_{sl}	Anteil von Hochofenschlacke zur Ermittlung des Alterungsfaktors bei Frost-Tausalzangriff
\mathbf{p}_{SN}	Vektor der Wahrscheinlichkeiten der Schädigungsniveaus
$\mathbf{p}_{SN,j}$	Vektor der Schädigungsniveaus $\mathbf{p}_{SN,1} = [p_{SN0}, p_{SN1}, \dots, p_{SN5}]^t$ zur Zeit t_j
$p(x_{0,m})$	Wahrscheinlichkeit des Zustands x_m zur Zeit t_0
$p(x_{1,k})$	Wahrscheinlichkeit des Zustands x_k zur Zeit t_1
r	Abwitterungsfaktor bei Frost-Tausalzangriff
r_{Bew}	Jährlicher Korrosionsabtrag
r_0	Jährlicher Korrosionsabtrag bei +20°C
s	Abwitterung infolge Frost-Tausalzangriff
s_w	Abstand der Elemente der Querkraftbewehrung
s_{zul}	Zulässige Abwitterung bei Frost-Tausalzangriff, je nach Schadensniveau
t	einwirkende Zeit
t_k	Zeitpunkt der k -ten Prüfung
u	in den Standardnormalraum transformierte Variable
\mathbf{u}	Norm bzw. Länge des Vektors \mathbf{u}
\mathbf{x}	Vektor der einflussnehmenden Parameter der Schädigungsfunktion
x_C	Chlorideindringtiefe
\mathbf{x}_i	i -ter, durch Monte-Carlo-Simulation erzeugter Zufallsvektor
x_K	Karbonatisierungstiefe
y_{bz}	Abstand des Spannstahlschwerpunkts zum Schwerpunkt des Betonquerschnitts (Bruttoquerschnitt)
z	deterministische Schädigungsfunktion
$z(\mathbf{x}, t)$	Schädigungsfunktion in Abhängigkeit der Parameter \mathbf{x} und der Zeit t
z_z	Innerer Hebelarm für den Spannstahl

Griechische Großbuchstaben

Δh_j	Fehler zwischen genauer Prüfanzahl und der genäherten bei Λ_j
Δq	Häufige Einwirkung $\Delta q = g + \Delta g + 0,5 p$
Δs	Absoluter Korrosionsabtrag am Bewehrungsstahl
Δs_{zul}	Zulässiger Korrosionsabtrag, je nach Schädigungsniveau
Δt	Zeitintervall
$\Delta \sigma$	Spannungsschwingbreite
Θ_k	Aufwandsfaktor zur Schätzung der zu erwartenden bezogenen Kosten
Λ_{SNI}	Grenzwahrscheinlichkeit für einen Schaden im Schädigungsniveau SNI
Π	Übergangsmatrix bei einer Markov-Kette
Π_j	Übergangsmatrix zur Zeit t_j
$\Sigma_{(F^2)}$	Summe der Fehlerquadrate
$\Phi(x)$	kumulierte Standardnormalverteilung
$\Phi^{-1}(x)$	inverse kumulierte Standardnormalverteilung
Ω_{SNI}	mathematischer Bereich, in dem das Schädigungsniveau SNI erreicht wird

Griechische Kleinbuchstaben

α	Parameter der abklingenden Funktion $h(\Lambda_{SNI}) = n_{Insp}$ der Anzahl der Inspektionen; Winkel zwischen Querkraftbewehrung und Balkenachse
β_{bZ}	Zentrische Betonzugfestigkeit gemäß Handlungsanweisung (SpRK)
β_C	Betondruckfestigkeit
β_{SNI}	Zuverlässigkeitsindex für das Schädigungsniveau SNI
$\beta_{SNI}(t)$	zeitabhängiger Zuverlässigkeitsindex für das Schädigungsniveau SNI
$\beta_{SNI}^{-1}(\dots)$	Umkehrfunktion des zeitlichen Verlaufs des Zuverlässigkeitsindex $\beta_{SNI}(t)$ für das jeweilige Schädigungsniveau SNI
γ	Parameter der abklingenden Funktion $h(\Lambda_{SNI}) = n_{Insp}$ der Anzahl der Inspektionen
γ_g	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen
γ_p	Teilsicherheitsbeiwert für die Verkehrseinwirkung
$\varepsilon_{v,\infty}^{(0)}$	Vordehnung des Spannstahls zum Zeitpunkt $t = \infty$ unter Berücksichtigung der Verluste
κ_i	Hauptkrümmung der Grenzzustandsfläche in der i -ten Dimension
μ	Mittelwert
π_{km}	Komponente der Zeile k und der Spalte m der Übergangsmatrix Π

$\pi_{kn,0}$	Übergangsmatrix der bedingten Wahrscheinlichkeiten zur Zeit t_0
$\rho_{w,min}$	Mindestbewehrungsgrad
σ	Standardabweichung
$\sigma_{b,\Delta q}$	Betonrandspannung infolge häufiger Einwirkung aus Verkehr und ständiger Last
$\varphi(x)$	Standardnormalverteilungsdichte
$\psi(\beta)$	Quotient aus Standardnormalverteilung $\varphi(\beta)$ und kumulierter Standardnormalverteilung $\Phi(\beta)$

Mathematische Funktionen

$\lfloor \dots \rfloor$	Gaußklammern, abrunden auf die nächst kleinere ganze Zahl
$\lceil \dots \rceil$	Gaußklammer, aufrunden auf die nächst größere ganze Zahl
$\operatorname{erf}(\dots)$	Fehlerfunktion
s.t.	„subject to“ (Nebenbedingung einer mathematischen Optimierung)
$\mathbb{I}[\dots]$	Indikatorfunktion des Arguments [...]

1 Einleitung

Im Verantwortungsbereich des Bundes befinden sich derzeit 38.782 Bauwerke mit einer Gesamtlänge von 2.058 km und einer Gesamtfläche von 29,64 Mio. m² (Stand 01.09.2010) (BASt, Ref. B4).

„Die Träger der Straßenbaulast haben dafür einzustehen, dass ihre Bauten allen Anforderungen der Sicherheit und Ordnung genügen.“

Bundesfernstraßengesetz FStrG,
§ 4 Sicherheitsvorschriften

Gegenwärtig wird dieser Brückenbestand, der ein Anlagevermögen von ca. 45 Mrd. € (HAARDT 2010) darstellt, nach DIN 1076 (DIN 1076 (1999-11)) geprüft, der Zustand basierend auf RI-EBW PRÜF (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) bewertet und gemäß ASB-ING (ASB-ING, 2008-03) dokumentiert. Die Bauwerksprüfung gliedert sich in Hauptprüfungen (jedes sechste Jahr), einfache Prüfungen (drei Jahre nach einer Hauptprüfung) und Prüfungen aus besonderem Anlass (Sonderprüfung). Die Prüfungen werden, mit in DIN 1076 jeweils festgelegtem Prüfungsumfang, „handnah“ (Hauptprüfung) oder als erweiterte Sichtprüfung (einfache Prüfung) ausgeführt. Die Ergebnisse der letzten Hauptprüfung sind bei einer einfachen Prüfung zu berücksichtigen. Diese intensiven Prüfungen, in festgelegten Zyklen, erzeugen hohe Kosten, welche im Laufe der Nutzungsdauer finanzielle Mittel in erheblicher Höhe erfordern. Auf Grundlage der durch die Prüfung gewonnenen Erkenntnisse, wird beim derzeitigen zustands- bzw. schadensbasierten Erhaltungsmanagement auf die erkannten Schäden und Mängel reagiert und daraus Erhaltungsstrategien abgeleitet.

Weiterentwicklungen im Zuge des Bauwerk-Management-System (BMS), hin zu einem zuverlässigkeitsbasierten Erhaltungsmanagement, erfordern eine den Erfordernissen angepasste und weiterentwickelte Bauwerksprüfung, welche sowohl den Bauwerkszustand als auch zukünftige Entwicklungen berücksichtigt. Ziel einer zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung ist es, die umfangreichen Erfahrungen der Bauwerksprüfer und wissenschaftlich basierte Modelle zur Risiko- und Zuverlässigkeitsbetrachtung, zu kombinieren und so den Bauwerkszustand und die Zustandsprognosen in die Prüfungsplanung mit einzubeziehen. Auch das Zusammenwirken verschiedener Bauwerkskomponenten und die daraus folgende Systemabhängigkeit, sowie altersbedingte Schwachstellen, wie Koppelfugenproblematik, die Verwendung spannungsrisskorrosionsgefährdeter Spannstähle oder Defizite in früheren Bemessungsnormen (Temperaturdifferenz, Querkraftbemessung),

müssen berücksichtigt und als Entscheidungshilfe entsprechend systematisiert und automatisiert aufbereitet werden.

Ziel ist die Entwicklung einer Methodik zur Vorbereitung und Durchführung der Bauwerksprüfung und zur Aufbereitung und Beurteilung der durch die Prüfung gewonnenen Erkenntnisse. Die Standicherheit, Dauerhaftigkeit und Verkehrssicherheit soll bei minimalen Kosten und Verkehrseingriff stets gewährleistet und bezogen auf die Bauwerkszuverlässigkeit beurteilt werden. Die zuverlässigkeitsbasierte Bauwerksprüfung sollte ein Baustein eines zuverlässigkeitsorientierten Erhaltungsmanagements für Brückenbauwerke sein, welches mittels Prognosen zur Zustandsentwicklung optimierte Erhaltungsstrategien unter Berücksichtigung präventiver Maßnahmen vorgibt und verlängerte Nutzungsdauern bei reduziertem Erhaltungsaufwand ermöglicht (HAARDT 2010).

Wie in Bild 1 zu sehen, sind mehr als 85% der Brückenfläche des Bestandes (Stand 31.12.2007) an Bundesfernstraßen in Stahl- bzw. Spannbetonbauweise ausgeführt. Deshalb wird in diesem Forschungsprojekt das Hauptaugenmerk schwerpunktmäßig auf Brücken in Massivbauweise gelegt. Jedoch kann das Grundmodell auch für Brücken anderer Bauarten angewandt werden, allerdings ergeben sich hierbei andere/weitere Schädigungen, für welche Degradationsmodelle gefunden oder definiert werden müssen.

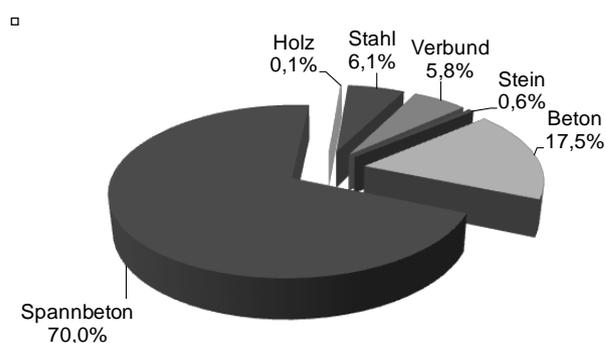


Bild 1: Brückenbestand an Bundesfernstraßen – nach Bauarten (BASt, Ref. B4)

Bestehende Bauwerksmanagementsysteme und aktuelle Entwicklungen

Im Folgenden wird das aktuelle Vorgehen der Bauwerksprüfung auf Grundlage von DIN 1076 (DIN 1076 (1999-11)) erläutert und kurz auf seinen Kontext im Bauwerk-Management-System eingegangen. Im weiteren Verlauf dieses Kapitels wird als Ergebnis einer durchgeführten Literaturstudie auf andere Bauwerksmanagementsysteme und die

Durchführung der Bauwerksprüfung in diesen Systemen eingegangen.

Eine aktuelle Zusammenstellung der wichtigsten Brückenmanagementsysteme findet sich in ADEY et al. 2010).

Bauwerk-Management-System (BMS)

Aufgrund wachsender Verkehrsbeanspruchungen, der sich nachteilig entwickelnden Altersstruktur von Brücken und anderen Ingenieurbauten im Zuge von Verkehrswegen und der Notwendigkeit die vorhandenen Finanzmittel wirtschaftlich einzusetzen, bedarf es eines umfassenden Bauwerk-Management-Systems (BMS) (HAARDT et al. 2004). Dieses wird gemeinsam von Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS), der Straßenbauverwaltung der Länder und der Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST) entwickelt, um eine systematische Bauwerkserhaltung zu ermöglichen.

Aufgabe des BMS ist die Dokumentation des Bestandes und dessen Zustands, die Planung von Erhaltungsmaßnahmen und die Bereitstellung und Planung von Finanzmitteln. Das BMS soll als Hilfsmittel zur Erstellung von Erhaltungsplänen auf Länderebene und als Controlling-Instrument auf Bundesebene dienen.

Der Ablauf einer systematischen Straßenerhaltung ist in Bild 2 dargestellt.

Zentrales Element des BMS sind Daten über den Bestand und den Zustand der Bauwerke. (BAST 2009). Diese Daten sollten zuverlässig sein und ständig aktualisiert werden. Die Bauwerksprüfung unterliegt der Zuständigkeit der Länder und wird nach DIN 1076 (DIN 1076 (1999-11)) durchgeführt, welche zwischen Bauwerksprüfung und Bauwerküberwachung unterscheidet. Die Bauwerksprüfungen unterteilen sich in:

- Hauptprüfung
 - erste Hauptprüfung vor Abnahme,
 - zweite Hauptprüfung vor Ablauf der Gewährleistungsfrist (nach fünf Jahren),
 - Anschließend jedes sechste Jahr,
 - Die Prüfung erfolgt handnah, sämtliche Abdeckungen sind zu öffnen,
 - Mängel und Schäden werden im Prüfbericht vermerkt,
 - Mängel und Schäden welche bei der folgenden einfachen Prüfung erneut zu prüfen sind, sind im Prüfbericht zu kennzeichnen,

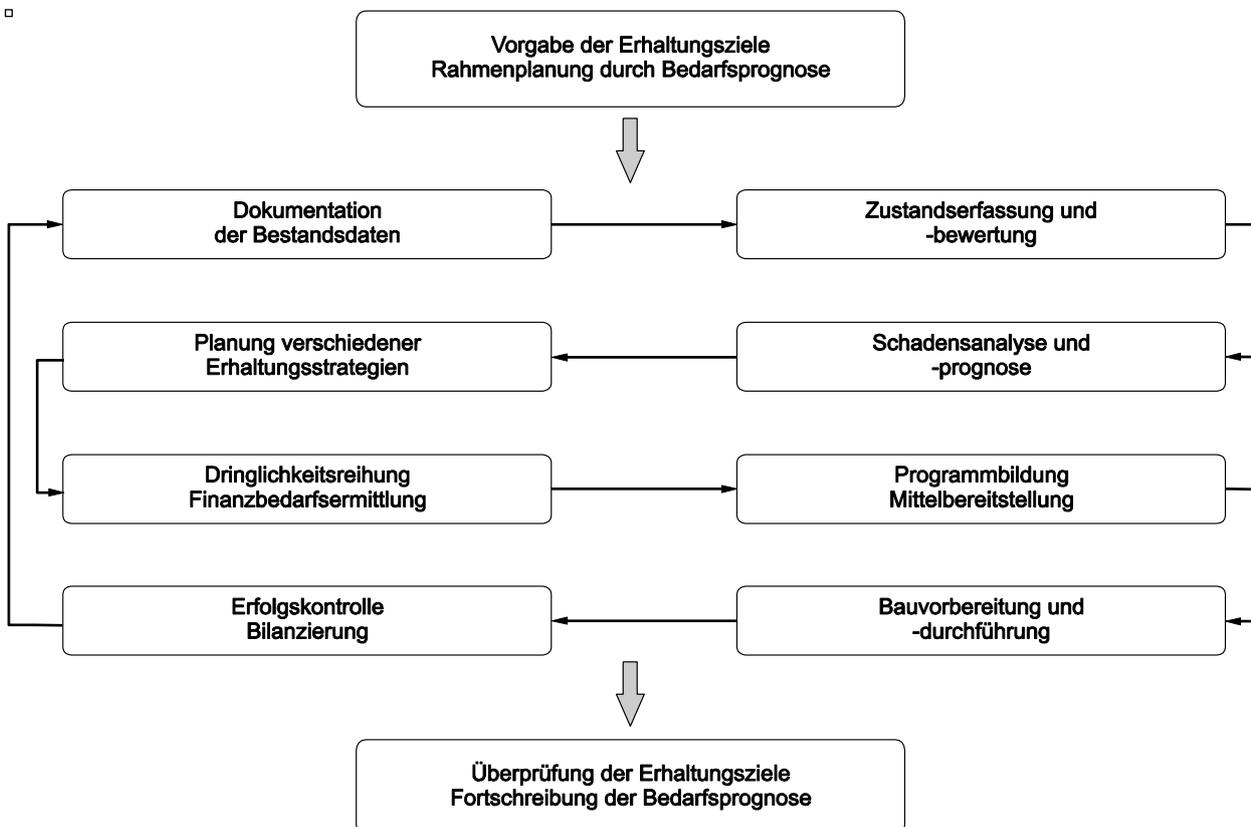


Bild 2: Ablaufdiagramm der systematischen Straßenerhaltung (nach HAARDT 2002)

- Einfache Prüfung
 - drei Jahre nach einer Hauptprüfung,
 - soweit vertretbar, ohne Verwendung von Besichtigungsgerät,
 - intensive, erweiterte Sichtprüfung,
 - die Ergebnisse der vorhergehenden Hauptprüfung sind zu berücksichtigen,
 - bei erheblichen Mängeln, bzw. Veränderungen gegenüber der letzten Hauptprüfung so ist der Prüfumfang ganz oder teilweise auf den Umfang einer Hauptprüfung zu erweitern.
- Prüfung aus besonderem Anlass (Sonderprüfung)
 - wenn es nach der Bauwerksüberwachung erforderlich erscheint,
 - nach größeren Ereignissen, welche den Zustand des Bauwerks beeinflussen.

Die Bauwerksüberwachung gliedert sich in:

- Besichtigung
 - regelmäßig einmal jährlich,
 - unter Benutzung von am Bauwerk vorhandenen Besichtigungseinrichtungen,
 - incl. begehbare Hohlräume,
 - von der Verkehrsebene und von Geländeneiveau.
- Laufende Beobachtung
 - laufend im Rahmen der Streckenkontrolle,
 - darüber hinaus zweimal jährlich von Verkehrsebene und Geländeneiveau.

Die einheitliche Erfassung der Schäden zwecks besserer Verarbeitung mittels Datenverarbeitung wird durch die „Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfung nach DIN 1076“ (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) geregelt.

Hierin werden Schäden und Mängel getrennt nach Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit (S/V/D) mit Bewertungen von 0 bis 4 beurteilt. Die Schadensbewertungen werden aus Schadensbeispielen im Anhang der RI-EBW-PRÜF übernommen. Die Zustandsnoten können aber auch geändert werden. Die Bewertung nach

Standsicherheit und Verkehrssicherheit berücksichtigen lediglich die aktuellen Einflüsse des Schadens, wohingegen die Dauerhaftigkeit den zeitlichen Einfluss von Schäden berücksichtigt.

Die Erfassung, Verschlüsselung und Verwaltung von Bauwerksdaten wird mithilfe der Anweisung Straßeninformationsbank-Teilsysteme Bauwerksdaten (ASB-ING, 2008-03) festgelegt. Gesammelt werden sämtliche Daten mit dem Programmsystem „SIB-Bauwerke“ (SIB = Straßeninformationsbank) (WPM, ohne Jahr), in welchem auch der Schadensbeispielkatalog der RI-EBW-PRÜF hinterlegt ist. Im Anschluss an die Datenerfassung und Schadenserfassung gemäß RI-EBW-Prüf wird durch das Programmsystem SIB-Bauwerke unter Berücksichtigung der Schadensanzahl und des Schadensumfangs die Zustandsnoten für das Teilbauwerk berechnet. Grundlage dieser Berechnungen ist der in (HAARDT 1999a) veröffentlichte Algorithmus.

Bei ungenügenden Erkenntnissen zur Schadensursache eines Schadens ist eine objektbezogene Schadensanalyse (OSA, 2004-06) durchzuführen.

Um die Qualität der Bauwerksprüfung zu fördern und um ein einheitliches Niveau der Ergebnisse der Bauwerksprüfung zu erlangen und somit eine Vergleichbarkeit der Prüfungen zu erreichen, werden seit 2003 Lehrgänge für Bauwerksprüfungingenieure angeboten (NAUMANN et al. 2005).

Brückenmanagementsystem PONTIS (USA)

Das am häufigsten verwendete Brückenmanagementsystem ist PONTIS (BERGMEISTER et al. 2009), welches aus Modulen zur systematischen Datensammlung und -auswertung, Schadensvorhersage, Kostenberechnung und Entscheidungsfindung besteht (HAARDT 1999b). Jede Brücke wird in ihre wesentlichen Elemente (CoRe-Elemente – Commonly-Recognized Bridge Elements) unterteilt (THOMPSON, SHEPARD 2000), für die Schadenskataloge zur Verfügung stehen, welche eine Einordnung in eine fünfstufige Zustandsbewertung erlauben. Für jeden dieser Zustände sind unterschiedliche Erhaltungsmaßnahmen hinterlegt, sowie für jedes Element unterschiedliche Umgebungskategorien. Zur Prognose von Zustandsentwicklungen kommen Markovketten zum Einsatz. PONTIS ist aufgrund des großen Bauwerksbestandes (u. a. 45 Bundesstaaten der USA nutzen PONTIS) für die Erhaltungsplanung und Zustandsprognosen auf Netzebene konzipiert. Da in den USA überwiegend standardisierte Brückenbauwerke Verwendung finden, werden in PONTIS nur eine begrenzte Anzahl von

Elementen (CoRe-Elemente), Schadenstypen und Schadensentwicklungen berücksichtigt. Da in Deutschland die auftretenden Mängel weniger struktureller Natur sind und nahezu jede Brücke in Deutschland als Unikat zu sehen ist, ist die Anwendung dieses Systems auf den Deutschen Brückenbestand nicht zielführend (HAARDT 1999b).

Brückenmanagementsystem KUBA-MS (Schweiz)

In der Schweiz findet das Managementsystem KUBA-MS Verwendung, welches an das Programm PONTIS angelehnt ist. Mit KUBA-MS (Kunstabauten-Managementsystem) kann auf die Datenbank KUBA-DB zugegriffen werden, welche Informationen über Substanz und Zustand, sowie über bereits durchgeführte Erhaltungsmaßnahmen, bereitstellt (JEANNERET, HAJDIN 2008). Ziele dieses Systems ist das Aufzeigen der optimalen Bauwerkserhaltung für unterschiedliche Budgetsituationen, aufbauend auf der Zustandserfassung und der Zustandsprognosen für das Bauwerk und möglicher Instandsetzungsvarianten (SCHIEßL, MAYER 2007). Die Zustandsentwicklungsprognosen, welche nicht für Bauteile, sondern für Materialien erstellt werden, werden durch Markov-Ketten ermittelt (HAJDIN 04.11.2009). Die Zustandserfassung unterscheidet zwischen Überwachung und Überprüfung. Während sich die Überwachung in Beobachtung und Inspektion unterteilt, umfasst die Überprüfung die zwei Phasen generelle und detaillierte Überprüfung. Zur genaueren Erläuterung wird auf (ASTRA 2005) und (BERGMEISTER et al. 2009) verwiesen.

Modell nach SFB 447

Der DFG-Sonderforschungsbereich 477, der von mehreren Instituten der Technischen Universität Braunschweig bearbeitet wurde und dessen Förderung zum 31.12.2009 auslief, beschäftigte sich mit Methoden und Strategien zur Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit und Tragsicherheit von Ingenieurbauwerken und Deponien. Ziel der Forschungsaktivitäten des Sonderforschungsbereiches war:

- „Sicherstellung der Nutzungsfähigkeit von Bauwerken durch Erkennung plötzlicher Widerstandsverluste mit Hilfe der Bauwerksüberwachung.
- Realistische Prognose des künftigen Bauwerksverhaltens durch adaptive Modelle, d. h. durch Modelle, die sich an den jeweiligen Bauwerkszustand anpassen können.

- Ermittlung von effizienteren Methoden zur Minimierung der Gesamtkosten des Bauwerks (volkswirtschaftlich und betriebswirtschaftlich) durch integrierte Bauwerksüberwachung.
- Planung, Optimierung und Bewertung von Überwachungsmaßnahmen im Hinblick auf maximale Effizienz und Aussagesicherheit.
- Konzeptionierung der Bauwerksüberwachung als Instrument zur Planung und Optimierung von Instandhaltungsmaßnahmen.“ (PEIL 2006).

Im Teilprojekt A1 „Methoden zur risiko- und schwachstellenorientierten Bewertung und Optimierung von Bauwerksüberwachungsmaßnahmen“ wurde zum Erreichen dieser Ziele Methode entwickelt, um Bauwerksmonitoring präventiv einzusetzen und durch wiederholte Systemzuverlässigkeitsanalysen die Monitoringintensität zu steuern und um Aussagen über die Zuverlässigkeit und Restnutzungsdauer des Bauwerks zu treffen.

In einem ersten Schritt der Modellbildung werden anhand von Angaben aus Planung und Berechnung probabilistische Grenzzustandsfunktionen definiert, wobei das Bauwerk als nicht geschädigt angenommen wird. Durch Sensitivitätsanalysen lassen sich mögliche Schwachstellen und maßgebende Einflüsse bestimmen, um im Anschluss daran durch Einzelmessungen die statistischen Unsicherheiten und Streuungen für das probabilistische Modell zu ermitteln und diese somit an die Realität anzupassen (Kalibrierung). Durch eine Berechnung des probabilistischen Modells lässt sich nun die Versagenswahrscheinlichkeit bzw. der Zuverlässigkeitsindex berechnen. Mithilfe der dadurch gewonnenen Erkenntnisse zur Zuverlässigkeit des Gesamtsystems bzw. des Einflusses der Teilsysteme und der einzelnen Parameter, lassen sich Monitoringstrategien ableiten. Des Weiteren lässt sich durch deterministische Schädigungsmodelle, bzw. Extrapolation der entdeckten Schädigungsfortschritte die Entwicklung des Bauwerkszustands und die Zuverlässigkeit des Bauwerks prognostizieren (PEIL 2010), (SCHNETGÖKE 2008).

Die Strukturierung des Bauwerks und die Modellierung der Abhängigkeiten zwischen einzelnen Schwachstellen wird durch einen Fehlerbaum (DIN 25424 (1981-09)) dargestellt. Dieser setzt sich aus der Kombination verschiedener Versagensereignisse zu Versagensarten, welche zu Versagensmechanismen zusammengeführt werden, sobald

sie zu einem Systemversagen führen können, zusammen. Die mechanische Modellierung der Versagensarten geschieht durch Grenzzustandsfunktionen, bei denen das mechanische Verhalten an den Schwachstellen einem Grenzwert des Bauteilwiderstands gegenübergestellt wird (KLINZMANN 2008).

Um das oben erläuterte Vorgehen zu systematisieren und eine einfache Anwendung zu ermöglichen, wurde das Programmsystem PROBALIS (Probabilistic Building Inspection and Lifetime Assessment) entwickelt. Durch Entscheidungshilfen seitens des Programms sollte der Anwender bei den komplexen Zusammenhängen der probabilistischen Modellierung unterstützt werden

Bei dem genannten Modell wird in erster Linie auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit und damit zusammenhängend auf die Zuverlässigkeit des Bauwerks eingegangen. Hierfür wurden Grenzzustandsfunktionen für einige Schadensszenarien vorgestellt und durch Fehlerbäume zu einem Gesamtsystem verknüpft. Für diese Grenzzustandsfunktionen wurde ein Monitoringkonzept vorgestellt und Überlegungen für die maßgebenden Schäden aufgezeigt. Nachteil dieses Systems ist das es sich sehr stark auf einzelne Grenzzustände der Tragfähigkeit bezieht und demnach für einen flächendeckenden Einsatz zurzeit eher ungeeignet erscheint.

Modell nach (SCHIEßL, MAYER 2007)

In der ersten Förderphase des DAfStb-Verbundforschungsvorhabens „Nachhaltiges Bauen mit Beton“ wurde im Teilbereich A2 ein Lebensdauermanagementsystem (LMS) zur Erfassung von Bauwerke mithilfe eines hierarchischen Systems mit 5 Ebenen vorgeschlagen. In der ersten Ebene (Bauwerksebene) werden sämtliche Informationen, die zur Identifizierung und Beurteilung von Bauwerken nötig sind, gespeichert. Bei der Untersuchung eines Einzelbauwerks kann auf diese Ebene u. U. verzichtet werden. In der zweiten Ebene (Modulebene) wird das Bauwerk nach funktionalen und organisatorischen Gesichtspunkten in Teilbauwerke bzw. einzelne Module unterteilt. In der dritten Ebene (Bauteilebene) werden die Module aus Ebene II in Gruppen gleichartiger Bauteile unterteilt und nach tragenden Materialien unterschieden. In der vierten Ebene (Unterbauteilebene) werden die Bauteile nach konstruktiven Details, Expositionen und Unterschiede des Bauteilwiderstands unterschieden die unterschiedliches Bauteilverhalten erwarten lassen. Letztendlich wird in der fünften Ebene („Hot Spot“-Ebene) auf Erkenntnisse eingegangen, welche bei Bau-

werksprüfungen und während des Betriebs auftreten.

Anhand empirischer, deterministischer und probabilistischer Schädigungsmodelle soll die Zustandsentwicklung prognostiziert werden, wobei das Vorgehen für Schädigungen mit bekannten Schädigungsmodellen (Bewehrungskorrosion) und Mechanismen ohne Schädigungsmodell eingegangen wird. Bei letzteren wird der Einsatz von Markov-Ketten vorgeschlagen, mithilfe derer sich die Wahrscheinlichkeit eines Schadensereignisses, auf Grundlage von mindestens zwei Bauwerksprüfungen, berechnen lässt. Interaktionen verschiedener Schädigungen werden in diesem Modell zwar angesprochen, aber es werden keine konkreten Lösungsvorschläge präsentiert und auf weiteren Forschungsbedarf verwiesen.

Zur Zustandserfassung der Bauwerke wird ein fünfstufiges Verfahren vorgestellt, mit dem sich der Konflikt zwischen Kosten und Nutzungseinschränkungen aufgrund der Prüfung auf der einen Seite und Qualität der Untersuchungsergebnisse („Ausgesageschärfe“) bestmöglich lösen lässt. In der ersten Stufe sollen durch Planstudium und Ortsbegehungen Hinweise auf mögliche Schädigungen gewonnen werden. Aufbauend auf den so gewonnenen Erkenntnissen kann die zweite Stufe geplant werden, bei der gezielt auf kritische Bereiche (ermittelt durch Stufe I) und statisch besonders relevante Bereiche eingegangen wird. Wenn hierbei einzelne Schadensbilder nicht erklärt werden können, bzw. das Ausmaß der Schädigungen nicht ermittelt werden konnte, werden bei der dritten Stufe die betroffenen Teilbereiche mit höherem Umfang und u. U. spezieller Verfahren untersucht. Wenn auf Grundlage dieser Untersuchungen eine Beeinträchtigung der Tragfähigkeit nicht auszuschließen ist, muss die Tragfähigkeit anhand statischer Berechnungen, oder im Sonderfall durch Belastungsversuche geklärt werden (Stufe 4). Wenn anhand der obengenannten Zustandserfassungen Instandsetzungen notwendig werden, können u. U. weitere Untersuchungen zur Festlegung des Instandsetzungsumfangs nötig werden (Stufe 5).

Abweichend von der üblichen Definition von Bauteilzuständen, welche sich meist auf visuell erkennbare Schäden bezieht, wird eine sechsstufige Zustandsbewertung vorgeschlagen, die vor allem im Bereich der Schadenseinleitung (noch keine Auswirkungen des Schadens erkennbar) hinsichtlich der Schädigungswahrscheinlichkeit differenziert. Des Weiteren werden für die unterschiedlichen Bauwerkszustände Instandsetzungsmaßnahmen vorgeschlagen und die unterschiedliche

Herangehensweise für die Instandsetzung auf Bauwerksebene und auf Netzebene erklärt.

In der beschriebenen ersten Förderphase des Projekts wird nicht auf die differenzierte Darstellung von Schadensauswirkungen auf die Verkehrssicherheit und Standsicherheit eingegangen. In erster Linie wird auf Dauerhaftigkeitsschäden von Stahlbetonbauwerken eingegangen. Des Weiteren ist das geplante Vorgehen noch sehr allgemein gehalten, ohne konkrete Anwendungshinweise. Die Umsetzung des Rahmenwerks und die Erstellung eines Prototyps eines Managementsystems werden für die zweite Förderperiode angekündigt. In (ZINTEL et al. 2009) wird, in Vorgriff auf den noch unveröffentlichten Schlussbericht, ein Konzept für die zustandsbasierte Inspektionsplanung vorgeschlagen, welches basierend auf starren Inspektionsintervallen die Zustandsbewertung mit unterschiedlichen Inspektionsintensitäten und -umfängen in drei Untersuchungsstufen durchführt. Durch Festlegung von differenzierten Grenzwerten für jede Untersuchungsstufe kann ein Untersuchungsergebnis bewertet werden, und gegebenenfalls die nächste Untersuchungsstufe durchgeführt werden. Es werden Grenzwerte für die Untersuchungsstufen und ein Entscheidungsbaum für Bewehrungskorrosion infolge Chlorideindringung und Karbonatisierung vorgestellt.

Modell zur Inspektionsplanung RBI (Risk-Based-Inspection)

In (STRAUB, FABER 2006b) wird für die Inspektionsplanung von Offshore-Anlagen ein Modell dargestellt, womit sich Schädigungen infolge Ermüdung mit den zugehörigen Unsicherheiten modellieren lassen und nach erfolgter Inspektion unter Berücksichtigung der Inspektionsqualität („Probability of Detection“) aktualisieren lassen. Unter Berücksichtigung unterschiedlicher Risikoakzeptanzen lassen sich durch einen Entscheidungsbaum, basierend auf der Bayesschen Entscheidungstheorie, die Lebens-Zyklus-Kosten berechnen und optimieren.

Die Methode beruht auf Arbeiten, die in den 70er und 80er Jahren zur Optimierung von Inspektionen in Flugzeugen und Offshore Bauwerken unter Ermüdung entwickelt wurden (YANG, TRAPP 1975), (THOFT-CHRISTENSEN, SØRESEN 1987), (MADSEN et al. 1989), (SKJONG, TORHAUG 1991). In der Offshore Industrie wurde und wird diese Methode der Inspektionsplanung dann auch großflächig und erfolgreich eingesetzt (PEDERSEN et al. 1992), (LOTSBERG et al. 2000), (MOAN 2005), (FABER et al. 2005). Die Methodik ist rechenintensiv, was in der Vergangenheit zu

Problemen bei der Implementierung führte. Durch neue Entwicklungen sind diese Methoden nun aber mittels eigens entwickelter Software effizient umsetzbar, sodass der Rechenaufwand nun tragbar ist (STRAUB, FABER 2005), (STRAUB, FABER 2006a) (STRAUB 2009), (NIELSEN, SØRESEN (eingereicht)).

Die Anwendung der RBI Methodik beschränkt sich in der Regel auf die Betrachtung einzelner ermüdungsbeanspruchter Bauteile. Zwar wurde sie auch auf Korrosion angewandt (HELLEVIK et al. 1999), (STRAUB 2004), (STRAUB, FABER 2007), aber hier besteht weiterer Entwicklungsbedarf, um die Methoden auch für diese und andere Schädigungsmechanismen effizient anwenden zu können. Insbesondere bedarf die Methodik guter probabilistischer Schädigungsmodelle, welche oft nicht im notwendigen Detaillierungsgrad zur Verfügung stehen. Die Methodik erlaubt auch die Betrachtung von Systemeffekten, allerdings ist auch hier der Rechenaufwand noch sehr hoch (STRAUB, FABER 2005).

Zusammenfassend lässt sich schreiben, dass der Vorteil der Methodik darin liegt, dass sie alle bekannten Unsicherheiten und Risikofaktoren auf konsistente Weise einbezieht, der Nachteil in ihren aufwändigen Berechnungsalgorithmen. Somit ist die Methodik im gegenwärtigen Entwicklungsstand hauptsächlich für ausgewählte kritische Schädigungsmechanismen anwendbar. Mit diesen Einschränkungen ist die Methodik grundsätzlich für Brücken anwendbar. Allerdings fehlen für Brücken i.d.R. noch die notwendigen detaillierten probabilistischen Schädigungsmodelle und Inspektionsmodelle. In vereinfachter Form sind aber zentrale Elemente des RBI in dem in diesem Bericht dargestellten Verfahren enthalten.

Modell zur Lebensdauerprognose nach (MÜLLER, VOGEL 2009)

In (MÜLLER, VOGEL 2009) wird das Vorgehen für Lebensdauerprognosen für Betonbrücken, als zentrales Element der Lebenszyklusanalyse, erläutert. Als Grundlage hierfür werden Schädigungs-Zeit-Gesetze, mit denen sich zeitabhängige Grenzzustandsfunktionen modellieren lassen und darauf aufbauend die Versagenswahrscheinlichkeit in Abhängigkeit der Zeit berechnen lässt, genannt. Durch eine Systembeschreibung (Zerlegung des Bauwerks bzw. Untergliederung in einzelne Systemelemente) und Ausfalleffektanalyse, welche die funktionalen Beziehungen der Systemelemente darstellt, kann das Vorgehen soweit systematisiert werden, dass durch eine Fehlerbaumanalyse die

Versagenswahrscheinlichkeit sowohl der Einzelelemente als auch des Gesamtsystems ermittelt werden kann. Es wird ein prinzipieller Vorschlag für die Untergliederung von Brücken gemacht und für das Beispiel des Überbaues ausgeführt. Die Ausführungen beziehen sich auf die Dauerhaftigkeitsschäden Chlorideindringung, Karbonatisierung und Frostangriff. Es wird der Zuverlässigkeitsindex, abhängig der oben genannten Schädigungen berechnet, aber keine Vorschläge für eine angepasste Inspektion gemacht.

2 Grundmodell

Um den tatsächlichen und den prognostizierten Zustand des Bauwerks angemessen in der Bauwerksprüfung zu berücksichtigen, bieten sich zuverlässigkeitsbasierte Überlegungen zu Schädigungen und Schädigungsfortschritten an. Auf Grundlage empirischer und probabilistischer Modelle zu Bauwerksschädigungen sollte der Prüfumfang durch Schädigungswahrscheinlichkeiten festgelegt werden. Das heißt, dass im Gegensatz zu einem Bauwerksprüfungssystem, bei welchem mit festgelegtem Prüfumfang in festen Zeitintervallen, unabhängig vom tatsächlichen bzw. zu erwartenden Bauwerkszustand, geprüft wird, eine Prüfung eines beliebigen Schadens nur durchgeführt wird, wenn auch mit einer Schädigung zu rechnen ist. Die Häufigkeit der Prüfungen soll zudem von der potentiellen Auswirkung des Schadens abhängen (Risiko ist definiert als das Produkt der Auftretenswahrscheinlichkeit mit der Konsequenz eines Schadens). Dies betrifft allerdings nur die Prüfung des jeweils einzelnen Schadens. Die Bauwerksprüfung sollte weiterhin in den in DIN 1076 (DIN 1076 (1999-11)) festgeschriebenen Zyklen durchgeführt werden, lediglich der Umfang der Prüfung sollte variiert werden. Durch die im Bundesfernstraßengesetz (FStrG) geforderte Sicherstellung von Sicherheit und Ordnung, welche durch die anerkannten Regeln der Technik konkretisiert wird

(BMV 1997) sind die gegenwärtigen Prüfzyklen rechtlich bindend und werden auch im Zuge dieses Forschungsprojektes beibehalten. Zudem wird im aktuellen System das Bauwerk primär nach den Auswirkungen von Schäden (Risse, Roststellen, Abplatzungen) untersucht und ein direkter Rückschluss auf die Ursache ist nicht immer gegeben. In dem im Folgenden entwickelten System sollten mögliche Schäden ihrer Ursache nach definiert werden und es wird anhand der Schadensauswirkung das Vorhandensein des Schadens kontrolliert.

Hierzu werden durch eine Aufgliederung des Bauwerks mögliche Schäden definiert und hierfür Schädigungsmodelle entwickelt (Kapitel 2.1 und 3). Anhand dieser Schädigungsmodelle kann die Wahrscheinlichkeit berechnet werden, dass ein Schaden ein definiertes Schädigungsniveau erreicht (Kapitel 2.2 und Kapitel 2.3). Erreicht diese Schädigungswahrscheinlichkeit ein dem Schädigungsniveau zugeordnete Grenzwahrscheinlichkeit (Kapitel 2.4), ist eine auf diesen Schaden bezogene Bauwerksprüfung durchzuführen (Kapitel 2.5). Die bei der Prüfung bestätigten Schäden können in der Instandsetzungsplanung des Bauwerks berücksichtigt werden. Nach einer Instandsetzung wird der Zustand des instandgesetzten Bauteils festgestellt und das Ergebnis in das bzw. die betreffenden Schädigungsmodelle eingepflegt. Wurde bei einer Prüfung der prognostizierte Schaden nicht bestätigt, können die Modelle zur Schadensentwicklung mit den Erkenntnissen aus der Prüfung kalibriert und zugespitzt werden (Kapitel 2.7), wodurch sich zum einen die Prognosegenauigkeit für die Schäden des konkreten Bauwerks verbessern, aber auch die Datenbasis für den Gesamtbestand verbreitern lässt.

Bild 3 zeigt den grundsätzlichen Zyklus des Modells der zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung.

□

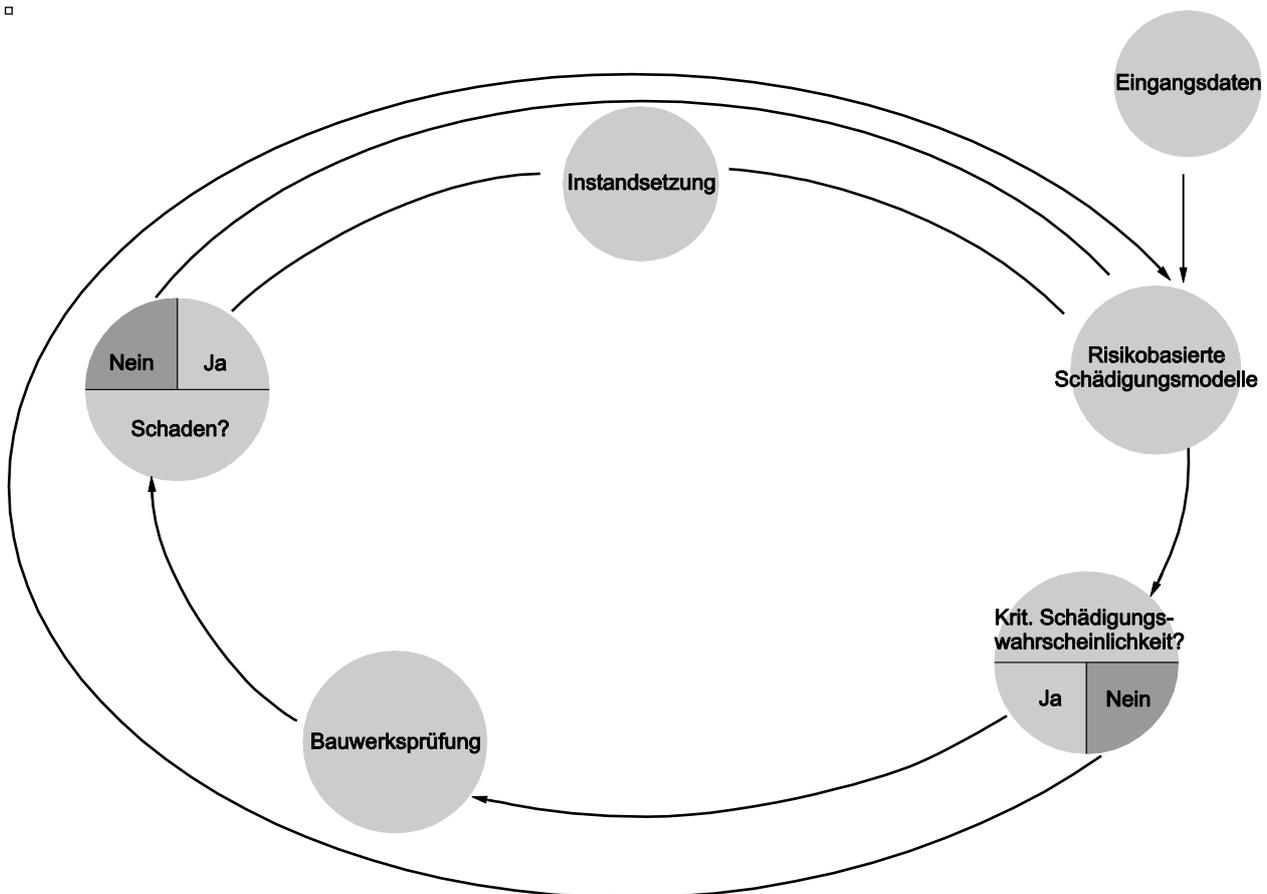


Bild 3: Grundmodell der zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung

Um auf Basis von Schädigungsmodellen der Einzelschäden Aussagen zum Bauwerkszustand zu machen und daraus folgend den Prüfumfang ermitteln zu können, müssen zwei verschiedene Ansätze diskutiert werden:

- Ermittlung des Bauwerkszustandes auf Schadensebene,
- Ermittlung des Bauwerkszustandes auf Bauwerksebene.

Beim Vorgehen auf Schadensebene wird der Prüfumfang auf Grundlage von differenzierter Schadensbetrachtung der Einzelschäden festgelegt. So werden anhand einzelner Schäden, Prüftermine explizit zur Prüfung dieses Schadens festgelegt. Falls Wechselwirkungen zwischen zwei oder mehreren Schäden vorhanden sind, müssen diese berücksichtigt werden. Vorteil dieser Vorgehensweise ist, dass eine direkte Verknüpfung zwischen Schaden und Prüfung gewährleistet ist. Als nachteilig kann angesehen werden, dass man keine Kenntnis zur Zuverlässigkeit bzw. Standsicherheit des Gesamtbauwerks hat und dass sich durch die Vielzahl der Einzelschäden auch eine Vielzahl errechneter Prüftermine ergibt. Dieses Problem

kann aber durch Priorisierung und Kombination der Einzelprüfungen gelöst werden.

Im Gegensatz dazu wird beim Vorgehen auf Bauwerksebene auf Grundlage aller Bauwerksschäden und der zugehörigen Schadensmodelle die Gesamtzuverlässigkeit des Bauwerks ermittelt. Wenn diese Gesamtzuverlässigkeit einen kritischen Wert erreicht, muss eine Bauwerksprüfung durchgeführt werden. Allerdings stellt sich bei diesem Vorgehen die Frage wie die Zuverlässigkeit des Bauwerks definiert wird. Bei einer Beibehaltung der Unterscheidung nach Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit gemäß (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) müssten Grenzzustandsfunktionen und Versagenskriterien für diese Grenzzustände definiert werden. Da die Bauwerke aber aus einer Vielzahl von Komponenten bestehen, welche einzeln oder auch in Kombination Auswirkungen auf die Zuverlässigkeit des Bauwerks haben, müssen die einzelnen Versagensarten zu einem Gesamtsystem verknüpft werden. Diese Verknüpfung kann durch Ereignisbaumanalysen (DIN 25419 (1985-11)) oder Fehlerbaumanalysen (DIN 25424 (1981-09)) systematisiert werden. Dieses Vorgehen war in der Vergangenheit Gegenstand intensiver For-

schung (SCHNETGÖKE 2008), (HOSSER et al. 2009), (AKGÜL, FRANGOPOL 2004), (AKGÜL, FRANGOPOL 2005a), (AKGÜL, FRANGOPOL 2005b), (STRAUB, DER KIUREGHIAN, (eingereicht)) usw., allerdings wurden meist nur einige wenige Versagensmechanismen untersucht und des Weiteren wurde meist nur der Grenzzustand der Tragfähigkeit untersucht.

Selbstverständlich kann nicht für jeden theoretisch möglichen Schaden ein Schädigungsmodell entwickelt werden, da dies zu extrem unübersichtlichen und arbeitsaufwändigen Systemen führen würde. Vielmehr müssen für das Vorgehen auf Schadensebene als auch auf Bauwerksebene die maßgebenden Schäden bzw. Schädigungsschwerpunkte („Hot-Spots“) definiert werden, worauf im Kapitel 3 näher eingegangen wird.

Nach Meinung der Verfasser ist es beim jetzigen Stand der Technik nicht sinnvoll, zur Festlegung des Prüfumfangs die Einzelschäden zu einer Versagenswahrscheinlichkeit bzw. Zuverlässigkeit des Gesamtbauwerks zu kombinieren. Die hierfür notwendige Ermittlung von Grenzzustandsfunktionen, in welche die Schädigungsdeterioration eingearbeitet werden müsste, sowie die Systematisierung des Bauwerks durch Ereignis- bzw. Fehlerbaumanalysen würde zu einem unübersichtlichen Modell führen, dem ein immenser – nicht praktikabler – Aufwand in der Modellierung zugrunde liegt und welches eine unrealistische Genauigkeit der Aussagen suggeriert. Diese Herangehensweise hätte zwar auf Netzebene Vorteile, da für die globale Budgetplanung eine Degradation der Bauwerksnote nützlicher ist, als die zeitliche Entwicklung sämtlicher Einzelschäden, jedoch müsste nach Erreichen einer Grenznote bzw. Grenzwahrscheinlichkeit des Gesamtbauwerks auch das komplette Bauwerk einer Bauwerksprüfung, im nach DIN 1076 (DIN 1076 (1999-11)) gewohnten Ausmaß, unterzogen werden. Des Weiteren müsste bei einer Ermittlung der Gesamtdegradation für eine detaillierte Erhaltungs- und Budgetplanung auf Objektebene auch wieder auf die Schadensebene zurückgegriffen werden.

Um aber trotzdem Aussagen über die Degradation des Gesamtsystems treffen zu können, bietet sich ein anderes Vorgehen an, welches auf den Berechnungsalgorithmen der Bauwerksnote (HAARDT 1999a) aufbaut. Durch Einführung von Schadensniveaus für Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit, welche, wie im Kapitel 2.2 weiterführend erläutert, auf der Schadensbewertung nach (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) basieren, lassen sich Wahrscheinlichkeiten errechnen, mit denen ein Schaden die bekannten S/V/D-

Bewertungen erreicht. Durch diese Vorhersage von Schäden ließen sich demnach auch die Basiszustandszahl und daraus folgend die Zustandsnoten für Bauteilgruppe und Gesamtbauwerk prognostizieren. System- oder Belastungsänderungen (Instandsetzung, Erhöhung der Verkehrslast) können in die Schädigungsmodelle einbezogen werden und somit ließen sich die Zustandsnote des Bauwerks und deren Prognose für die Zukunft aktualisiert angeben. Mit diesem Vorgehen lassen sich zwar die Versagenswahrscheinlichkeiten der Bauwerke nicht genau ermitteln, allerdings können Aussagen über die zeitliche Entwicklung der Bauwerksnote getroffen werden, welche für die Budget- und Erhaltungsplanung auf Netzebene eine ausreichende Genauigkeit darstellen. Die rechnerische Umsetzung und Automatisierung dieses Ansatzes ist nicht Teil dieses Forschungsprojektes und sollte Gegenstand weiterer Forschungen sein.

In den folgenden Kapiteln wird schrittweise das Vorgehen zur Ermittlung des Prüfumfangs auf Basis von zuverlässigkeitsbasierten Überlegungen zum Schädigungsverhalten auf Schadensebene erläutert.

2.1 Aufgliederung von Bauwerken

Um die Bauwerksprüfung auf Grundlage zuverlässigkeitsbasierter Überlegungen durchzuführen, müssen in einem ersten Schritt mögliche Schäden eines Bauwerks definiert und geeignete Modelle zur Beschreibung dieser Schädigungen gefunden werden. Des Weiteren ist zu berücksichtigen, dass viele Schäden an verschiedenen Bauteilen bzw. Schadensorten in unterschiedlicher Intensität auftreten, bzw. dass sich unterschiedliche Folgen aus einem Schaden ergeben können. Auch können Unterschiede des statischen Systems, der Exposition, oder anderweitiger Randbedingungen dazu führen, dass einige Schädigungen an verschiedenen Bauwerken unterschiedlich berücksichtigt werden müssen.

Um alle Schäden mit den erwähnten Unterscheidungen mit ausreichender Genauigkeit zu definieren, muss eine Systematik entwickelt werden, welche zur Aufgliederung des betrachteten Bauwerks herangezogen werden kann.

Folgende Auflistung zeigt die Anforderungen, welche an die Aufgliederung gestellt werden:

- Erfassung der Schäden (Definition über die Schadensursachen),
- Berücksichtigung von Besonderheiten des Bauwerks (Koppelfugen, SpRK, Bemessungsdefizite),

- Unterscheidung nach unterschiedlicher örtlicher Schadensintensität,
- Unterscheidung nach unterschiedlicher örtlicher Schadensauswirkung,
- Berücksichtigung der Wechselwirkungen zwischen Schäden,
- prüfbare Einheiten erstellen um den Prüfumfang sinnvoll festzulegen.

Um ein geeignetes Modell für die Aufgliederung des Bauwerks und zur Systematisierung der Schädigungen zu entwickeln, werden im Folgenden Aufgliederungsvorschläge aus der Literatur diskutiert.

Aufgliederung gemäß (ASB-ING, 2008-03)

Die Erfassung, Verschlüsselung und Verwaltung von Bauwerksdaten wird aktuell mithilfe der Anweisung Straßeninformationsbank-Teilsysteme Bauwerksdaten (ASB-ING, 2008-03) festgelegt und mit dem Programmsystem „SIB-Bauwerke“ (WPM, ohne Jahr) verwaltet. Zur Einheitlichen Verwaltung und Verarbeitung der Bauwerksdaten werden folgende Bauwerke unterschieden:

- Brücken,
- Verkehrszeichenbrücken,
- Tunnel/Trogbauwerke,
- Lärmschutz-/Schutzbauwerke,
- Stützbauwerke,
- sonstige Bauwerke.

Diese Bauwerke können aus folgenden Bauteilgruppen bestehen, welche sich in Hauptbauteile und Konstruktionsteile unterscheiden:

- Überbau (Hauptbauteil der Brücken und Tunnel),
- Unterbau (Hauptbauteil der Brücken und Tunnel),
- Bauwerk (Hauptbauteil der VZ-Brücken, Tunnel-/Trog-/Lärmschutz-/Schutz-/Stützbauwerke, Sonstige Bauwerke),
- Vorspannung (Konstruktionsteil),
- Gründung (Konstruktionsteil),
- Erd- und Felsanker (Konstruktionsteil),
- Brückenseile (Konstruktionsteil),
- Lager (Konstruktionsteil),
- Fahrbahnübergang (Konstruktionsteil),

- Abdichtung (Konstruktionsteil),
- Beläge (Konstruktionsteil),
- Kappen (Konstruktionsteil),
- Schutzeinrichtungen (Konstruktionsteil),
- sonstige (Andere Konstruktionsteile).

Weitere Untergliederungen nach sämtlichen möglichen Arten von Bauteilgruppen und deren sämtlicher Komponenten werden durchgeführt. Ferner werden alle möglichen Hauptbaustoffe und Bauteilergänzung sowie Angaben zum statischen System und den verwendeten Bauverfahren aufgezeigt. Das Aufgliederungs- bzw. Ordnungssystem gemäß (ASB-ING, 2008-03) wurde zur möglichst detaillierten und eindeutigen Beschreibung von Bauwerken und den zugehörigen Bauwerkszuständen entwickelt. Für dieses Forschungsprojekt erscheint diese Systematik deswegen ungeeignet, da für die Vielzahl möglicher Aufgliederungsmöglichkeiten eine entsprechende Anzahl an Schädigungsmodellen entwickelt werden müssten. Durch die Vielzahl der Einzelschäden, mit u. U. nur geringfügigen Änderungen, wird der Aufwand für Datenerfassung und Modellbildung sehr hoch. Zudem würde sich eine nicht praktikable Anzahl von Prüfterminen mit sehr kleinen Schadenseinheiten ergeben.

Aufgliederung bzw. Systemanalyse nach (MÜLLER, VOGEL 2009)

In (MÜLLER, VOGEL 2009) wird ein System zur Lebensdauerprognose für Betonbrücken auf Grundlage von Schädigungszeitgesetzen und der Berechnung von Versagenswahrscheinlichkeiten vorgestellt. Hierbei werden durch eine Systemanalyse die wesentlichen Komponenten eines Bauwerks definiert und durch Ausfalleffektanalysen und Fehlerbaumanalysen die Wechselwirkungen zwischen diesen Komponenten und deren Bedeutung für das Gesamtsystem erfasst. Es wird anhand eines schematischen Hohlkastenquerschnittes das Prinzip der Systembeschreibung erläutert, dass durch „Zerlegung“ die wesentlichen Systemelemente, für die Betrachtung dauerhaftigkeitsrelevanter Betonschäden definiert. Es werden keine konkreten Vorschläge zur kompletten Aufgliederung eines Gesamtbauwerks gemacht. Die Anwendung von Ausfalleffektanalysen und Fehlerbaumanalysen scheint für die Bewertung eines einzelnen Bauwerks, bzw. zur Analyse von Schädigungsschwerpunkten geeignet, ist nach Ansicht der Verfasser aber für die Inspektionsplanung als zu aufwändig anzusehen.

Aufgliederung bzw. Systematik der Bauwerkserfassung nach (SCHIEßL, MAYER 2007)

Da sich Bauwerke u. U. erheblich voneinander unterscheiden, wird für das Lebensdauermanagement von Bauwerken eine Systematik zur Bauwerkserfassung eingeführt, die dem Nutzer die Erfassung des individuellen Bauwerks erlaubt. Es wird eine hierarchische Erfassung auf fünf Ebenen vorgeschlagen die es ermöglicht das Bauwerk in Elemente zu unterteilen, für die gleiche Bauteilwiderstände und Einwirkungen vorliegen. In der ersten Ebene (Bauwerksebene) werden sämtliche Informationen, die zur Identifizierung und Beurteilung von Bauwerken nötig sind, gespeichert. Bei der Untersuchung eines Einzelbauwerks kann auf diese Ebene u. U. verzichtet werden. In der zweiten Ebene (Modulebene) wird das Bauwerk nach funktionalen und organisatorischen Gesichtspunkten in Teilbauwerke bzw. einzelne Module unterteilt. In der dritten Ebene (Bauteilebene) werden die Module aus Ebene II in Gruppen gleichartiger Bauteile unterteilt und nach tragenden Materialien unterschieden. In der vierten Ebene (Unterbauteilebene) werden die Bauteile nach konstruktiven Details, Expositionen und Unterschieden des Bauteilwiderstands differenziert, welche unterschiedliches Bauteilverhalten erwarten lassen. Letztendlich wird in der fünften Ebene („Hot Spot“-Ebene) auf Erkenntnisse eingegangen, welche bei Bau-

werkprüfungen und während des Betriebs auftreten. Die Zuweisung der Einwirkungen und Widerstände ist für die dritte bzw. vierte Ebene angebracht, wobei diese in der fünften Ebene ggf. variiert werden können.

Das in (SCHIEßL, MAYER 2007) vorgestellte Aufgliederungsmodell ist durch die hierarchische Struktur zur ausführlichen Systematisierung von Bauwerken geeignet. Allerdings erscheint die Aufgliederung für das in diesem Forschungsprojekt geplante Vorgehen zu feingliedrig, wodurch sich eine Vielzahl von Prüfterminen mit sehr kleinen Schadenseinheiten ergeben würde.

Vorschlag für die Aufgliederung von Massivbrücken

Unter Abwägung der Vor- und Nachteile der oben erläuterten Modelle wird im Folgenden ein eigener Modellvorschlag zur Aufgliederung von Massivbrücken erläutert. Allgemein ist bei den diskutierten Aufgliederungssystematiken zu erkennen, dass Modelle, welche für die systematische und vollständige Beschreibung von Bauwerken entwickelt wurden, nur bedingt für das geplante Vorgehen geeignet sind. Zur Festlegung prüfbarer Einheiten, basierend auf Schädigungsmodellen, sind zu ausführliche Untergliederungen nicht zweckdienlich. Andererseits muss auf Schädigungsschwerpunkte, sogenannte „Hot-Spots“, mit ausreichender Genauigkeit eingegangen werden.

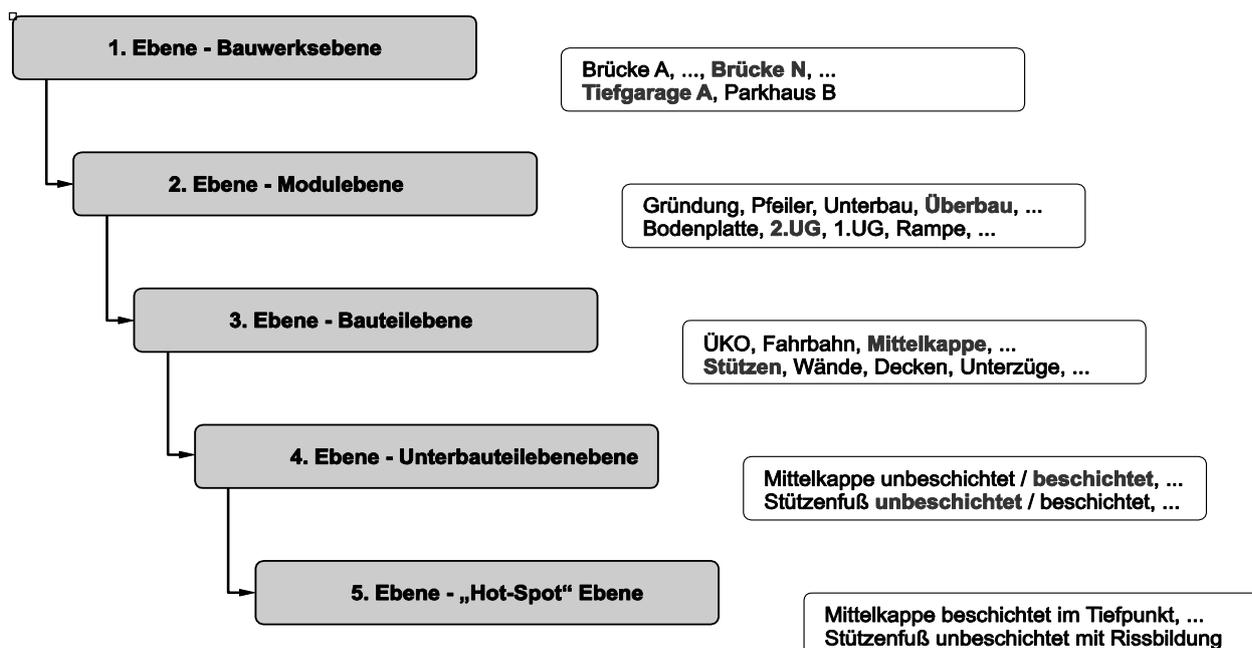


Bild 4: Systematik der Bauwerkserfassung nach (nach SCHIEßL, MAYER 2007)

Es wird ein hierarchisches System mit mehreren Ebenen zur Aufgliederung und Systematisierung der Bauwerke vorgeschlagen. Dabei stellt sich die Frage, welche Anzahl Ebenen sinnvoll und zielführend ist. Bei zu wenigen Untergliederungsebenen besteht die Gefahr, dass einige Schäden nicht berücksichtigt werden bzw. dass auf unterschiedliche Schadensausmaße und Schädigungswahrscheinlichkeiten nicht eingegangen werden kann. Des Weiteren ergeben sich als logische Konsequenz von weniger Untergliederungsebenen relativ große Schadenseinheiten, die bei einer Prüfung untersucht werden müssen. Im Extremfall keiner Untergliederung müsste jedes Mal das ganze Bauwerk untersucht werden, sobald eine Schädigung die kritische Grenzwahrscheinlichkeit erreicht hat. Allerdings sind zu viele Untergliederungsebenen auch nicht sinnvoll, da hierbei der Aufwand für die Datenerfassung und die Modellbildung sehr hoch wird. Ein Modell mit zu vielen Ebenen wäre sehr unübersichtlich und würde eine Vielzahl von Prüfterminen für lediglich sehr kleine Schadenseinheiten ergeben.

Nachfolgend wird eine Aufteilung in fünf Ebenen vorgeschlagen.

Bauwerksebene

Auf der obersten Ebene sollten alle nötigen Informationen zur Beschreibung und Identifizierung des Bauwerks aufgelistet werden. So sollten, um das Auftreten diverser Schäden bereits im Vorfeld auszuschließen bzw. gegebenenfalls Schäden unterschiedlich gewichten zu können, in einem ersten Schritt für das zu betrachtende Bauwerk folgende Eigenschaften bzw. Randbedingungen geklärt werden:

- Querschnitt Haupttragwerk,
- Hauptbaustoff,
- Zugrunde liegende Bemessungsnormen und Richtlinien,
- Baujahr,
- Besonderheiten (Bemessungsdefizite, Ausführungsdefizite, Koppelfugenproblematik usw.).

Der Querschnitt des Haupttragwerks gemäß der Definition in (ASB-ING, 2008-03) und der Hauptbaustoff liefern grundsätzliche Informationen zum untersuchten Bauwerk. So sind einige Komponenten und Schäden je nach Typ der Brücke von vornherein auszuschließen. Durch die Berücksichtigung der statischen Berechnung sowie Ausführung zugrundeliegenden Bemessungsnormen und Richtlinien lassen sich bereits einige Schäden ausschließen, bzw. Aussagen über Schädigungsschwerpunkte machen. So ist zum Beispiel bei

Spannbetonbauwerken, welche vor 1977 erbaut wurden, aufgrund des damaligen Wissensstandes mit vermehrten Schäden an den Koppelfugen zu rechnen (ZILCH, WEIHER 2007). Durch Änderungen der Spannbetonnorm DIN 4227 (DIN 4227 – Teil 1 (12/1979)) und Einführung der „Zusätzlichen Technischen Vorschriften für Kunstbauwerke“ (ZTV-K) (ZTV-K 80, 1980) wurde diese Problemstellung aufgearbeitet, sodass für Bauwerke, welche nach den 1981 gültigen Normen und Regeln erbaut wurden, die Koppelfugenproblematik nicht mehr zu berücksichtigen ist. Ähnlich verhält es sich bei der Spannungsrissskorrosion (SpRK), da Bauwerke, welche nach 1978 in Westdeutschland erbaut wurden, zum jetzigen Stand des Wissens als sicher gegenüber SpRK angesehen werden können. Auch die Entwicklung der Betondeckung in den unterschiedlichen Normengenerationen hat großen Einfluss auf einige Schädigungsmodelle und kann bereits auf der Bauwerksebene anhand der zugrunde liegende Bemessungsnorm ermittelt werden. Auch die Abhandlung von Schädigungsmodellen aufgrund systematischer Defizite in der Bemessung kann durch die Kenntnis der jeweiligen Bemessungsnorm bzw. der gültigen Richtlinien eine Vorauswahl erfahren.

Bauteilgruppenebene

Als erste eigentliche Untergliederungsebene wird von den Verfassern die Bauteilgruppendifinition nach (ASB-ING, 2008-03) als sehr sinnvoll erachtet, da hier das Bauwerk in sinnvolle Teileinheiten unterteilt wird. Für Massivbrücken ist die Aufgliederung auf Bauteilgruppenebene wie folgt:

- Überbau,
- Unterbau,
- Vorspannung,
- Gründung,
- Erd- und Felsanker,
- Brückenseile,
- Lager,
- Fahrbahnübergang,
- Abdichtung,
- Beläge,
- Kappen,
- Schutzeinrichtungen,
- Bauwerksentwässerung,
- Sonstiges.

Vorspannung und Überbau lassen sich nicht eindeutig voneinander trennen, weil Spannglieder

ohne großen technischen Aufwand meist nicht einsehbar und kontrollierbar sind. Lediglich die Schadensauswirkungen (Risse im Beton, Abplatzungen, Rostfahnen) am Überbau sind zu erkennen. Des Weiteren ist zu beachten, dass die Schadensauswirkungen für Schäden an der Vorspannung, der Art nach, Schadensauswirkungen am Überbau gleichen können und somit die Prüfungen für Vorspannung und Überbau auch nicht entkoppelt werden können. Eine Sonderstellung nehmen Konstruktionen mit externer Vorspannung ein. Hier sind diverse Schäden (Alterung und Verschleiß der Schutzhüllen, Korrosion der Verankerung) unabhängig vom Überbau zu prüfen, wohingegen die Wirksamkeit der Vorspannung (Vorspannkraft, evtl. gebrochenen Spannglieder) am einfachsten durch Verformungen und Risse im Überbau detektiert werden können. Die Bauteilgruppe „Bauwerksentwässerung“ wurde abweichend zur ASB-ING hinzugefügt, da Schäden an der Entwässerung nach Meinung der Verfasser weitreichende Folgen für die Dauerhaftigkeit eines Bauwerks haben, aber mit relativ geringem Aufwand zu inspizieren sind.

Die Untergliederung in Bauteilgruppen stellt also genau genommen eine Untergliederung in zu prüfende Komponenten dar. Ausgehend von der Annahme, dass bei Prüfung einzelner Bauteilgruppen die Mobilisation des Prüftrupps maßgebenden Einfluss auf die Prüfkosten hat, ist es sinnvoll (je nach Prüfverfahren) die gesamte Bauteilgruppe auf sämtliche Schadensauswirkungen zu untersuchen. Allerdings macht bei manchen Bauteilgruppen eine weitere Untergliederung Sinn, da sie aufgrund unterschiedlicher Expositionen starke Unterschiede in der Schädigungsintensität aufweisen und weil der Prüfaufwand für einzelne Komponenten der Bauteilgruppe unterschiedlich intensiv ist.

Prüfebene

Optional kann es für einige Bauteilgruppen sinnvoll sein eine zusätzliche Ebene einzufügen, die Besonderheiten im Prüfaufwand bzw. der Zugänglichkeit zur Schadensstelle berücksichtigt. So lässt sich der Überbau bei Brücken mit Hohlkasten in den Prüfabschnitt „Außen“ (Prüfung nur mit Besichtigungsgeräten möglich) und „Innen“ (Prüfung durch Begehung möglich) unterteilen. Der gleiche Ansatz ist bei begehbaren Pfeilern möglich, bei denen auch in den einfach zu begehenden Innenraum und die aufwändig, mit Pfeilerbefahranlagen, zu prüfende Außenseite unterschieden werden kann. Bei aufwändig zu prüfenden Bauteilen (Unterflurgerät usw.) kann es unter Umständen sinnvoll sein die Prüfung verschiedener Schäden zusammenzufassen. Diese Überlegung kann unter

Berücksichtigung unterschiedlicher Prüfprioritäten (siehe Kapitel 2.5) durchgeführt werden.

Schadensebene

Eine weitere Ebene, deren Notwendigkeit unstrittig ist und welche einfach zu definieren ist, ist die Schadensebene, welche nach Schäden untergliedert. Auf dieser Ebene werden für alle Bauteilgruppen die Schäden benannt und die rechnerischen Schadensentwicklungsmodelle grundsätzlich definiert. Um die zu betrachtenden Schäden zu definieren muss eine Schadensanalyse durchgeführt werden, worauf im Kapitel 3 näher eingegangen wird. Für jeden Schaden müssen zeitvariante Modellierungen von Einwirkung und/oder Widerstand definiert werden und die Auswirkungen des Schadens auf die Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit betrachtet werden. Die Bewertung der S/V/D – Auswirkungen erfolgt analog zu den Bewertungen nach (RI-EBW-PRÜF, 2007-11), worauf im Kapitel 2.2 näher eingegangen wird. Auch die Wechselwirkung zwischen einzelnen Schäden muss auf der Schadensebene berücksichtigt werden, sowie die möglichen Auswirkungen einer Schädigung. So können Beobachtungen an bestimmten Bauteilen auf Schäden in einer anderen Bauteilgruppe hinweisen. Zum Beispiel sind Lager von Brücken wichtige Indikatoren für Setzungen des Baugrundes oder übermäßige Durchbiegungen des Überbaues. Auch das geänderte Ermüdungsverhalten korrodierter Bewehrung stellt eine Wechselwirkung zwischen beiden Schäden dar, auf die auf dieser Ebene eingegangen werden muss.

Besonders ist zu betonen dass die Schäden über ihre Ursache und nicht über die Schadensauswirkung definiert werden sollten. Allerdings ist eine Verknüpfung zwischen Schadensursachen und Schadensauswirkungen unabdingbar, da nur über die Auswirkung die Schädigung bei einer Prüfung entdeckt werden kann.

Die verschiedenen Schäden, ihre Degradationsmodelle und ihre Einbindung in das Modell zur zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung werden ausführlich in Kapitel 3 abgehandelt.

Örtliche Ebenen

Aufgrund unterschiedlicher Schädigungsintensitäten und Schadensfolgen ist es sinnvoll eine weitere Ebene einzufügen. Diese Ebene ist hierarchisch unterhalb der Schadensebene angesiedelt, da die Unterschiede immer vom betrachteten Schaden abhängen.

Zum einen ist nach den Unterschieden in der Schadensintensität zu unterscheiden. Je nach

Bauteilgruppe sind einige Schäden an bestimmten Stellen gar nicht, oder mit stark unterschiedlichem Ausmaß vorhanden. Der Einfluss der Umgebung auf den Schaden, bzw. die unterschiedlichen Einflussgrößen, führen zu verschiedenen Schädigungsniveaus an unterschiedlichen Stellen des Bauwerks. Als Beispiel ist hierfür das unterschiedliche Feuchtigkeitsangebot zu nennen, das großen Einfluss auf viele Schäden hat, oder die unterschiedliche Chloridbeaufschlagung zwischen Hohlkasteninnenraum und Außenseite.

Eine weitere Überlegung muss zu den unterschiedlichen Schadensauswirkungen im Bezug auf Standsicherheit, Dauerhaftigkeit und Verkehrssicherheit gemacht werden. Die örtlichen Unterschiede auf die Dauerhaftigkeit ergeben sich primär aus unterschiedlichem Instandsetzungsaufwand. So sind die Dauerhaftigkeitsauswirkungen nach der Zugänglichkeit bei Instandsetzungsmaßnahmen (Unterflurgerät, Einrösten, usw.) und einem eventuellen Eingriff in den Straßenverkehr (Verkehrsführung, Staugefahr, usw.) zu betrachten. Diese Überlegungen sollten in die Ermittlung der Grenzwahrscheinlichkeiten eingehen. Unterschiede im Bezug auf die Verkehrssicherheit müssen ebenso berücksichtigt werden. So müssen für alle Schäden, die Bereiche gesondert betrachtet werden, in denen der Schaden Auswirkungen auf die Verkehrssicherheit hat (Abplatzungen über dem Verkehrsraum). Der Einfluss auf die Verkehrssicherheit in Folge von Verkehrsführung und Staus, wegen Instandsetzungsmaßnahmen, wird sinnvollerweise bereits in den Überlegungen zum Dauerhaftigkeitseinfluss berücksichtigt. Zur Berücksichtigung örtlicher Unterschiede auf die Standsicherheit sind tiefere Überlegungen nötig. Um hierüber Aussagen zu treffen ist eine genaue Kenntnis des statischen Systems nötig. Es müssten für sämtliche Versagenszustände Grenzzustandsgleichungen formuliert werden um den Einfluss des Schadens modellieren zu können. Es ist fraglich, ob dies in Relation zu den Mehraufwendungen für die Bauwerksprüfung, welche durch eine konservative Einordnung der gesamten Bauteilgruppe entstehen, steht. Von pauschalen Einordnungsvorschlägen zur Berücksichtigung der unterschiedlichen Standsicherheitsauswirkung wird abgeraten. Auch in den Schadensbeispielen nach (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) wird bei Unsicherheiten bezüglich der Standsicherheit eine objektbezogene Schadensanalyse (OSA, 2004-06) gefordert, weil pauschale Aussagen nicht möglich sind. Die Auswirkung auf die Standsicherheit ließe sich durch eine allgemeine Klassifizierung des Tragsystems bezüglich von Redundanzen bei der Berechnung der Grenzwahrscheinlichkeiten berücksichtigen.

Eine Untergliederung im Bezug auf die Standsicherheitsauswirkungen kann im Einzelfall bei genauer Kenntnis des Tragsystems und durch Abwägen gegenüber dem zusätzlichen Aufwand erfolgen.

Auf die sinnvolle Untergliederung der Schäden auf der örtlichen Ebene wird im Kapitel 3 näher eingegangen. Die Untergliederung auf der örtlichen Ebene muss für jedes Bauwerk festgelegt und hinterfragt werden. Es gilt zwischen genauer und feingliedriger Betrachtung des Bauwerks und daraus folgendem hohem Aufwand und einer pragmatischen Herangehensweise auf der sicheren Seite abzuwägen.

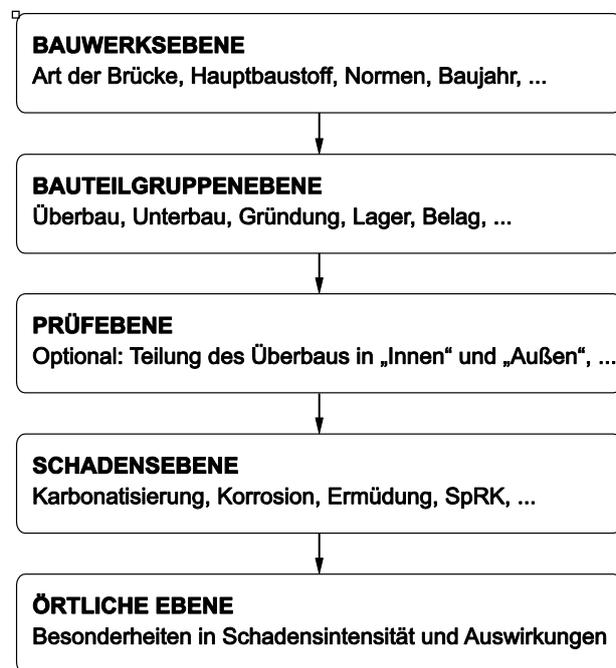


Bild 5: Aufgliederungsebenen zur Systematisierung des Bauwerks

2.2 Definition der Schadensniveaus

Nachdem sämtliche möglichen Schädigungen eines Bauwerkes bestimmt worden sind und geeignete Modelle gefunden bzw. definiert wurden, welche es ermöglichen die Schädigungswahrscheinlichkeit und den Schädigungsfortschritt zu berechnen, müssen in diesem Schritt Schädigungsniveaus definiert werden, um die Schädigungsintensität der verschiedenen Schäden vergleichbar zu machen. Die Vergleichbarkeit der Schadensintensität sollte dazu führen, dass alle Schäden bei vergleichbaren Auswirkungen auf Standsicherheit/Verkehrssicherheit/Dauerhaftigkeit (S/V/D) geprüft werden. Entweder kann für jeden Schaden *ein* Schädigungsniveau definiert werden, dass eine bestimmte Auswirkung auf S/V/D hat

und bei Erreichen dieses Niveaus eine Prüfung durchführen, oder es können für jeden Schaden abgestufte Schadensniveaus definiert werden, die mit unterschiedlichen Prüfmaßnahmen (unterschiedliche Prüfintensität) hinterlegt sind. Vorteil einer mehrstufigen Schadensbewertung ist eine differenziertere Betrachtung der Schäden. So kann je nach Erhaltungsstrategie des Bauwerks (regelmäßige Durchführung kleinerer Instandsetzungsmaßnahmen; seltene Durchführung großer Instandsetzungsmaßnahmen; Kombination aus oben genannten Strategien; Nichtstun; (HAARDT 2002)) die Inspektionsstrategie darauf angepasst werden. Bei der Erhaltungsstrategie „Nichtstun“ können höhere Schädigungsniveaus zugelassen werden bevor eine Prüfung durchgeführt werden muss, als bei der Strategie „regelmäßige Durchführung kleinerer Instandsetzungsarbeiten“, bei der Schädigungen schon in einem möglichst frühen Stadium erkannt werden müssen. Eine mehrstufige Schadensklassifizierung vereinfacht darüber hinaus auch die Prüfung mehrerer Schäden zu kombinieren, worauf im Kapitel 2.5 weiter eingegangen wird. Des Weiteren ermöglicht eine mehrstufige Schadensklassifizierung, durch Zusammenfassung der Zustandsbewertungen aller Schäden eine Zustandsbewertung für das Gesamtbauwerk zu ermitteln, bzw. zu prognostizieren, welche für die Planungen auf Netzebene von großer Wichtigkeit ist.

Um eine geeignete Herangehensweise zur Definition der Schadensniveaus zu entwickeln, werden nachfolgend Schadensbewertungen aus der Literatur diskutiert.

Schadensklassifizierung nach (RI-EBW-PRÜF, 2007-11)

Die Schadensbewertung nach (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) sieht für jeden Einzelschaden eine Bewertung nach den Kriterien „Standicherheit“, „Verkehrssicherheit“ und „Dauerhaftigkeit“ vor. Um eine einheitliche Schadenserfassung sicherzustellen, sollten die Schadensbewertungen aus einem Schadensbeispielkatalog übernommen werden, können aber in Einzelfällen durch den Nutzer abgeändert werden.

Die Schadensbewertung ist in fünf Stufen unterteilt und beschreibt den Einfluss des Schadens auf S/V/D des Bauteils und des Bauwerks und macht Angaben über Maßnahmen (Schadensbeseitigung, Nutzungseinschränkung, Warnhinweise, Instandsetzung und Erneuerung) die aufgrund des Schadens durchzuführen sind. Die Verkehrssicherheits-

bewertung unterteilt den Einfluss der Schäden auf die Verkehrssicherheit zwischen der Bewertung 0 (kein Einfluss auf die Verkehrssicherheit) bis zur Bewertung 4 (Verkehrssicherheit ist nicht mehr gegeben). Die Standsicherheits- und Dauerhaftigkeitsbewertungen beschreiben den Einfluss auf das geschädigte Bauteil und das Bauwerk. So bedeutet eine S-, und D-Bewertung = 0, dass der Schaden keinen Einfluss auf Bauteil/Bauwerk hat und die S-, und D-Bewertung = 4 bedeutet, dass die Standsicherheit bzw. die Dauerhaftigkeit des Bauteils und Bauwerks nicht mehr gegeben ist. Da die Standsicherheit die Nutzungsdauer und somit auch die Dauerhaftigkeit beeinflusst, ist die Dauerhaftigkeitsbewertung eines Schadens per Definition immer größer-gleich der Standsicherheit.

Anhand eines Bewertungsschlüssels (siehe HAARDT 1999a) wird aus den S/V/D – Bewertungen die Basiszustandszahl für jeden Schaden ermittelt. Für unterschiedliche Schadensumfänge wird ein Zu- oder Abschlag berücksichtigt. Die Zustandsnote einer Bauteilgruppe wird anhand der maximalen Basiszustandszahl ermittelt, welche mit einem Zu- oder Abschlag für die Schadensanzahl innerhalb der Bauteilgruppe, ermittelt wird. Die Zustandsnote des Gesamtbauwerks wird durch die maximale Bauteilgruppenzustandsnote mit einem Zu- oder Abschlag für die Anzahl der geschädigten Bauteilgruppen berechnet. Des Weiteren wird noch die Substanzkennzahl ermittelt, die sich analog zu den oben genannten Zuständen ermitteln lässt, allerdings ohne Berücksichtigung der Verkehrssicherheitsbewertungen. Die Zustandsnote des Gesamtbauwerks ist wiederum in sechs Notenbereiche unterteilt und beschreibt den Zustand des Bauwerks von Notenbereich 1,0-1,4 (sehr guter Zustand) bis Notenbereich 3,5-4,0 (ungenügender Zustand) und macht Angaben zu weiteren Maßnahmen.

Schadensklassifizierung nach (SCHIEßL, MAYER 2007)

Die Zustandsbewertungen in (SCHIEßL, MAYER 2007) entspricht der üblichen mehrstufigen Bewertung mit einem besonderen Augenmerk auf die Untergliederung der frühen Bauteilzustände. Die Zustände, welche keine visuellen Schädigungen aufweisen und in der Regel mit der Zustandsnote 0 bezeichnet werden, können aufgrund der Schädigungsmodelle genauer untergliedert werden und somit zu einem frühzeitigen Erkennen möglicher Schäden führen. Die Definition der Bauwerkszustände ist in Tab. 1 angegeben:

Zustand	Bezeichnung	Beschreibung
1	exponiert	Das Bauteil ist nicht geschützt, eine Schädigung hat jedoch noch nicht stattgefunden. Durch eine Oberflächenschutzmaßnahme kann eine Schädigung des Bauteils ausgeschlossen werden.
2	gefährdet	Das Bauteil ist nicht geschützt, eine Schädigung hat jedoch noch nicht stattgefunden. Eine Oberflächenschutzmaßnahme ist nicht mehr ausreichend, um eine Schädigung des Bauteils auszuschließen
3	angegriffen	Das Bauteil ist einem Schädigungsmechanismus unterworfen, der jedoch noch nicht zu einer messbaren Schädigung geführt hat.
4	geschädigt	Das Bauteil ist einem Schädigungsmechanismus unterworfen, der zu einer Schädigung geführt hat. Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit werden durch die vorliegende Schädigung nicht beeinträchtigt.
5	Gebrauchsversagen	Die Gebrauchstauglichkeit des Bauteils ist durch Schädigung beeinträchtigt.
6	Tragfähigkeitsverlust	Die Tragfähigkeit des Bauteils kann nicht mit der geforderten Zuverlässigkeit sichergestellt werden.

Tab. 1: Definition der Bauwerkszustände (SCHIEßL, MAYER 2007)

Des Weiteren sind in Abhängigkeit von den genannten Bauteilzuständen geeignete Untersuchungsmethoden und Instandsetzungsmaßnahmen beschrieben. Allerdings sind die Zustandsbeschreibungen, die Untersuchungsmethoden und die Instandsetzungsvorschläge lediglich für die Abhandlung von Korrosionsschäden an der Bewehrung, infolge Karbonatisierung und Chlorideindringung beschrieben. Es werden keine allgemein gültigen Vorschläge gemacht um auch andere Schäden (z. B. SpRK, Ermüdung, Defizite in der

Querkraftbemessung) zu bewerten. Des Weiteren wird keine Untergliederung nach Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit gemacht, sondern je nach Zustandsklasse die Auswirkung auf die Dauerhaftigkeit bzw. die Standsicherheit beschrieben.

Schadensklassifizierung nach (RUHRBERG 1994)

In (RUHRBERG 1994) werden zur Klassifizierung von Bauwerksschäden 7 Schadensklassen genannt (siehe Tab. 2).

Klasse	Beschreibung	Schadensausmaß/erforderliche Maßnahmen
1	Schönheitsfehler	ohne besondere Folgen für Nutzung und Lebensdauer normalerweise durch laufende Unterhaltungsarbeiten behoben
2	leichter Einzelschaden	an einem einzelnen Bauteil keine Nutzungseinschränkungen, jedoch Verringerung der Lebensdauer des betroffenen Bauteils Behebung durch Instandsetzung
3	leichter Bauwerksschaden	an einem oder mehreren Bauteilen keine Nutzungseinschränkungen, jedoch Verringerung der Lebensdauer des Gesamtbauwerks Behebung durch Instandsetzung
4	mittelschwerer Schaden	an einem oder mehreren Bauteilen Ausfall eines Bauteils bzw. zeitweilige Nutzungseinschränkung des Gesamtbauwerks durch Instandsetzung wieder normale Nutzung und Dauerhaftigkeit zu erwarten
5	schwerer Schaden	Instandsetzung und Sperrung des Bauwerks: wieder normale Nutzung und Dauerhaftigkeit, oder Instandsetzung ohne Sperrung: mäßige ständige Nutzungseinschränkung bzw. Verringerung der zu erwartenden Nutzungsdauer des Bauwerks
6	sehr schwerer Schaden	durchgreifende Instandsetzung nicht möglich – Bauwerk weist nur noch mäßige Nutzungsdauer und gleichzeitig eine ständige und erhebliche Nutzungseinschränkung auf
7	Totalschaden	sofortiger und ständiger Ausfall des Bauwerks

Tab. 2: Schadensklassen nach (RUHRBERG 1994)

Für alle Schadensklassen sind die Folgen des Schadens und notwendige Maßnahmen zur Wiederherstellung des Ausgangszustands genannt, aber auch das Schadensausmaß wird in der Klassifizierung berücksichtigt.

Schadensklassifizierung nach (WICKE et al. 1987)

In (WICKE et al. 1987) werden neben der Beschreibung verschiedener bestehender Klassifizierungsverfahren eigene Vorschläge für Schadens-

klassen einer gesamten Brücke erläutert. Diese Schadensklassen sollen einen Überblick über den allgemeinen Bauwerkszustand geben und auch als Entscheidungshilfe für durchzuführende Maßnahmen (Instandsetzung) gedacht sein. Es erfolgt eine Klassifizierung nach Tragsicherheit, Dauerhaftigkeit, Gebrauchstauglichkeit und den Möglichkeiten den ursprünglichen Bauwerkszustand durch Instandsetzung wieder herzustellen. In Tab. 3 sind die sechs Schadensklassen aufgelistet.

Klasse 1	Keine Schäden oder so geringe Schäden, dass keine Instandsetzungsarbeiten erforderlich sind. Mängel, die seit der Bauzeit vorhanden sind, geometrische Ungleichförmigkeiten, ästhetische Mängel. (Beispiel: Abweichungen der Abmessungen, Farbunterschiede.)
Klasse 2	Geringe Schäden, die keine Nutzungseinschränkung erfordern und die bei Nichtbeheben erst auf einen längeren Zeitraum eine Verminderung der Gebrauchstauglichkeit oder Dauerhaftigkeit bedeuten. Die Behebung kann mit geringem Aufwand durch den eigenen bzw. zuständigen Erhaltungsdienst durchgeführt werden. (Beispiel: Risse im Querträger in Kasten, Betoniermängel und geringe Betondeckung im Inneren von Kastentragwerken.)
Klasse 3	Mittelschwere Schäden, die keine Nutzungseinschränkung erfordern und deren Instandsetzung auf kürzeren Zeitraum (nächste Brückenprüfung) erfolgen sollten, da eine Verringerung der Gebrauchstauglichkeit oder Dauerhaftigkeit des Objekts erkennbar ist. (Beispiel: Risse, Betoniermängel und geringe Deckung an Stellen, wo Wasser Zutritt, stärkere Isolierungsschäden.)
Klasse 4	Schwere Schäden, die noch keine Nutzungseinschränkung erfordern und die eine sofortige Instandsetzung benötigen, um die Gebrauchstauglichkeit oder Nutzungsmöglichkeit zu erhalten. Durch Instandsetzung, die in einem Zeitraum bis zu drei Jahren durchgeführt wird, kann normale Nutzung wieder hergestellt werden. (Beispiel: Injektionsmangel einzelner Kabel soweit keine Feuchtigkeit dazukommt, Lagerschäden wie Rost, falsche Stellungen, Korrosionsschäden in Haupttragelernen, offene Koppelfugen bei genügender schlaffer Bewehrung.)
Klasse 5	Sehr schwere Schäden. Auf Grund der Schadenserscheinung ist eine sofortige Instandsetzung einzuleiten. Bis Abschluss der Arbeiten kann eine Nutzungseinschränkung oder eine provisorische Unterstellung oder Absturzsicherung des Objekts erforderlich werden. Durch die unverzüglich eingeleitet und durchgeführte Instandsetzung kann dem Bauwerk die geplante Nutzungsmöglichkeit (Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit) wiedergegeben werden. (Beispiel: wasserführende Spannstränge, starke Korrosion der Spannbewehrung und Schlaffbewehrung in Haupttraggliedern, Lagerbruch, offene Koppelfugen oder Risse.)
Sonderklasse	
Klasse 6	Totalschaden, sehr schwere Schäden Das Schadensbild erfordert eine sofortige Unterstellung des Objektes oder eine wesentliche Nutzungsbeschränkung bzw. eine völlige Verkehrssperre. Trotz einer umfangreichen Instandsetzung kann die ursprüngliche Nutzung und Dauerhaftigkeit nicht wieder erreicht werden, oder der Aufwand dazu ist wirtschaftlich nicht zu vertreten. In diese Klasse fallen auch Bauwerke, deren vorhandene Tragfähigkeit den geänderten Erfordernissen oder Belastungen nicht mehr entspricht und die auch trotz Verstärkungsmaßnahmen nicht entsprechen können. Wird durch eine Änderung der Anforderungen (Belastbarkeit, Trassenänderung) oder auf Grund der hohen Instandsetzungs- und Verstärkungskosten ein Neubau vorgezogen, so sind doch noch Instandsetzungsarbeiten erforderlich, um das Tragwerk bis zur Verkehrsübergabe des neuen Bauwerks unter einer interimistischen und reduzierten Nutzung halten zu können.

Tab. 3: Schadensklassen für Gesamtbauwerk (WICKE et al. 1987)

Zur Zustandsbeurteilung von Brücken und zur Zuordnung eines Schadens in die obengenannten Schadensklassen lassen sich für verschiedene Schäden, je nach Schadensausmaß, Schadensintensität, betroffenem Bauteil und der Dringlichkeit einer Instandsetzung, Kennzahlen ermitteln. In einem ersten Schritt lässt sich für jeden Schaden eine Grundkennzahl (G) ermitteln, die Auswirkungen auf Tragsicherheit und die Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks beschreibt. Mithilfe eines Ausmaßfaktors (k1) kann die flächenmäßige Ausdeh-

nung eines Fehlstellentyps und die Häufigkeit des Auftretens der Fehlstelle berücksichtigt werden. Ein Intensitätsfaktor (k2) erfasst die Stärke der Schädigung und ein Bauteilfaktor (k3) die Auswirkungen des Schadens auf das Tragvermögen (Reserven durch Umlagerungsmöglichkeiten) des Bauteils und somit auch des Gesamtbauwerks. Ein weiterer Faktor zur Dringlichkeit der Instandsetzung (k4) bezieht sich auf die Erfordernisse der Instandsetzung des einzelnen Schadenstyps. Er berücksichtigt die Schadensausweitung bzw.

Folgeschäden in Abhängigkeit von Instandsetzungen.

Weitere Schadensklassifizierungen finden sich in (BERGMEISTER, SANTA 2004), (BERGMEISTER et al. 2009), (WICKE et al. 1987) und (KÖNIG et al. 1986)

Vorschlag für die Schadensklassifizierung

Zur Beschreibung der Schadensintensitäten und zum Vergleich zwischen den unterschiedlichen Schäden wird im Rahmen dieses Forschungsprojekts auf die Schadensklassifizierungen gemäß (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) in leicht modifizierter Form zurückgegriffen. Folgende Gründe geben hierfür den Ausschlag:

- Klassifizierungsverfahren ist allgemein bekannt und anerkannt,
- Umfangreicher Datenbestand ist vorhanden,
- Berechnung einer Gesamtbewertung möglich,
- Aufgliederung der Auswirkungen auf S/V/D,
- Schäden werden nur nach der Schadensintensität beurteilt (keine Vermischung von Schadensintensität und Schadensumfang),
- Verknüpfung zwischen Schäden und Bewertungen ist vorhanden (Schadensbeispielkatalog aus RI-EBW-PRÜF, 2007-11).

Für jede S/V/D Bewertung wird eine eigene Grenzwahrscheinlichkeit ermittelt, worauf im Kapitel 2.4 näher eingegangen wird.

Zusätzlich zu der fünfstufigen Bewertung nach (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) wird eine Standsicherheitsbewertung fünf eingeführt, welche einen kompletten Systemkollaps darstellt. Diese Bewertung ist theoretischer Natur, da dieses Schadensniveau auf keinen Fall eintreten darf. Sie dient vielmehr zur Beschreibung von Schäden die den Grenzzustand der Tragfähigkeit abbilden und deren zulässige Auftretenswahrscheinlichkeit (Grenzwahrscheinlichkeit) sich an dem Sicherheitsniveau der Bemessung bzw. von Nachrechnungen orientiert.

Im Weiteren werden der Lesbarkeit halber die S/V/D- Bewertungen verallgemeinert als Schadensniveaus bezeichnet. An den Stellen, wo für die Standsicherheit, Dauerhaftigkeit und Verkehrssicherheit unterschiedliche Herangehensweisen vorgeschlagen werden, wird explizit darauf eingegangen.

2.3 Darstellung der Schädigungen und Berechnung der Wahrscheinlichkeiten

In Übereinstimmung mit der in Kapitel 2.2 vorgeschlagen Schadensbewertung, werden nachfolgend nun die Beschreibung, Darstellung und Ermittlung der Wahrscheinlichkeiten der verschiedenen Schädigungsniveaus behandelt. Diese Wahrscheinlichkeiten werden benötigt, um gemäß des später folgenden Abschnitts 2.4, die aufgrund der Grenz- oder Zielwahrscheinlichkeit notwendig werdenden Inspektionszeitpunkte, zu bestimmen und dann die Wahrscheinlichkeit einer Schädigung mithilfe der Inspektionsresultate zu aktualisieren.

In Kapitel 3 werden für verschiedene Schädigungsvorgänge entsprechende Schädigungsmodelle aufgegriffen und erläutert, anhand derer die jeweiligen Auftretenswahrscheinlichkeiten $\Pr(SNi)$ verschiedener Schädigungsniveaus SNi $i = [0, \dots, 5]$ berechnet werden können. Diese müssen jeweils separat für die verschiedenen Bewertungen S/V/D ermittelt werden.

In diesem Kapitel wird nur auf die allgemeinen Aspekte in der probabilistischen Modellierung der Schädigungen eingegangen. Die spezifischen Modelle für verschiedene Schädigungsmechanismen werden in Kapitel 3 ausführlich behandelt.

Die Schädigungsmodelle unterscheiden sich in der Natur ihrer Entwicklung. Dabei kann einerseits zwischen empirischen und physikalisch-chemisch basierten Modellen unterschieden werden, andererseits zwischen deterministischen¹ oder probabilistischen Modellen. Während empirische Modelle in der Regel, aufgrund mangelnden Wissens über den genauen Schädigungsmechanismus, rein auf Erfahrungswerten oder auf der statistischen Auswertung von Untersuchungen aufgebaut sind, basieren physikalisch-chemische Modelle auf wissenschaftlich entwickelten Zusammenhängen für den jeweiligen Schädigungsmechanismus. Dabei unterscheiden sich probabilistische Modelle dadurch von deterministischen, dass die Eingangsgrößen bzw. Parameter $\mathbf{x} = [x_1, x_2, \dots, x_n]^T$ keinen festen, deterministischen Wert annehmen, sondern durch Zufallsgrößen $\mathbf{X} = [X_1, X_2, \dots, X_n]^T$ modelliert werden.

Eine Zufallsgröße X_i unterscheidet sich dadurch von einer deterministischen Größe x_i , dass sie, im

¹ Deterministisch (*determinare*, lateinisch für *abgrenzen, bestimmen*) bedeutet, dass ein Parameter . genau bekannt ist bzw. einen festen Wert annimmt. Hingegen würde er als probabilistischer Parameter nicht fest, sondern durch eine Verteilungsfunktion $f_X(x)$ beschrieben sein.

Gegensatz zur deterministischen Größe, nicht einen bestimmten, festen Wert annehmen würde, sondern jeder konkrete Wert $X = x$ mit einer bestimmten Wahrscheinlichkeit auftreten kann. Tritt ein konkreter Wert $X = x$ ein, spricht man von einer Realisierung. Dieser Zusammenhang wird mittels Wahrscheinlichkeitsfunktion bzw. Wahrscheinlichkeitsdichte² beschrieben. Als Beispiel sei die Eindringtiefe Z von Chloridionen in den Beton genannt: Diese wird sich an ein und demselben Betonbauteil nach beispielsweise 10 Jahren nicht auf demselben Niveau einstellen, sondern an verschiedenen Orten verschiedene Eindringtiefen erreicht haben. Ursache dafür sind streuende Parameter in der Schädigungsfunktion $Z(\mathbf{X}, t)$.

Dadurch ist in diesem Fall das Resultat der Schädigungsfunktion z nichtmehr durch einen deterministischen Wert, sondern durch eine Verteilung beschrieben. Zu erwähnen bleibt schließlich noch, dass, je nach Typ des empirischen Modells, auch hier probabilistische Berechnungen möglich sind. Durch Auswertung großer Messreihen auf statistischer Basis lassen sich empirische Schädigungsmodelle auf probabilistischem Niveau entwickeln. Insbesondere, wenn der genaue Schädigungsmechanismus nicht bekannt ist, ist es sinnvoll, durch Auswertung bereits erhobener Daten empirische Modelle zu entwickeln. Dies ist speziell bei den typischen Verschleißteilen, für die meist kein Schädigungsmodell vorliegt, der Fall (SCHIESSL, MAYER 2007). Ein typisches Format solcher empirischer Modelle sind die sogenannten Markov-Ketten, auf welche später kurz eingegangen wird.

Zur Bestimmung der Schädigungswahrscheinlichkeit in Abhängigkeit der Zeit ist für jeden Schädigungsvorgang die entsprechende Schädigungsfunktion z als Funktion der Parameter \mathbf{x} und der Zeit t aufzustellen. Die Schädigungsfunktion kann dabei verschiedene physikalische/chemische Größen darstellen. Im Fall der Bewehrungskorrosion durch Chlorideintrag ist die Schädigungsfunktion beispielsweise durch die entsprechende Eindringtiefe der Chloridionen gegeben, im Falle des abrostenden Bewehrungsstahls die Abrostungstiefe desselben, im Fall eines Ermüdungsproblems die auftretende Zahl Spannungswechsel.

Anhand eines, möglichst wissenschaftlich fundierten, Schädigungsmodells ist anhand der für den Schädigungsprozess relevanten Parameter

$\mathbf{x} = [x_1, x_2, \dots, x_n]^T$ die Schädigungsfunktion $z(\mathbf{x}, t)$ zu bestimmen. Die Schädigungsfunktion ist eine Funktion der involvierten Variablen \mathbf{x} und der Zeit t (DITLEVSEN 1981), (STRAUB 2009). Man schreibt

$$z = z(\mathbf{x}, t) = z(x_1, x_2, \dots, x_n; t) \quad (2.1)$$

mit

$z(\mathbf{x}, t)$ Schädigungsfunktion in Abhängigkeit der Parameter \mathbf{x} und der Zeit t

\mathbf{x} Vektor der einflussnehmenden Parameter x_i der Funktion $Z(\mathbf{x}, t)$.

Da in der Regel nicht sämtliche Parameter \mathbf{x} exakt bekannt sind, wird eine Berechnung auf probabilistischer Basis notwendig.

Darstellung der Schädigungen

Wie angesprochen, müssen die einflussnehmenden Parameter \mathbf{x} einer Schädigungsfunktion $z(\mathbf{x})$ durch Zufallsgrößen \mathbf{X} mit gemeinsamer Wahrscheinlichkeitsdichte $f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x})$ beschrieben werden, anhand derer die Schädigungswahrscheinlichkeit bzw. die Wahrscheinlichkeit des Auftretens eines entsprechenden Schädigungsniveaus SN berechnet werden kann. Im letztgenannten Fall ist die Definition der entsprechenden Schädigungsfortschritte in entsprechende Schädigungsniveaus notwendig.

Wie in Kapitel 3 erläutert, wird beispielsweise der Betonangriff durch eindringende Chloridionen für die Schadensbewertungen Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit (S, V, D) lediglich für die Dauerhaftigkeit als ein Mangel angesehen, die Bewertungen für S und D erhalten jeweils die Eingliederung in das Schädigungsniveau $SN0$. Für die Bewertung D der Dauerhaftigkeit entsprechend der Eindringtiefe der Chloridionen je ein Schädigungsniveau angegeben (RI-EBW-PRÜF, 2007-11). Sind die Ionen bis zu einem Drittel der Betonüberdeckung D_{Beton} , also $z_{SN1} = 1/3 \cdot D_{\text{Beton}}$, eingedrungen, wird die Dauerhaftigkeit mit Schädigungsniveau $SN1$ bewertet. Bis zur Eindringtiefe $z_{SN2} = 2/3 \cdot D_{\text{Beton}}$ erfolgt die Bewertung mit Schädigungsniveau $SN2$ und bei Erreichen der Bewehrung, also $z_{SN3} = D_{\text{Beton}}$, mit $SN3$. Bild 6 zeigt die Eindringtiefe z der Chloridionen mit korrespondierenden Schädigungsniveaus SNi .

² Bild 9 zeigt eine Wahrscheinlichkeitsdichte für die Zufallsgröße der Eintragtiefe von Chloridionen in den Beton.

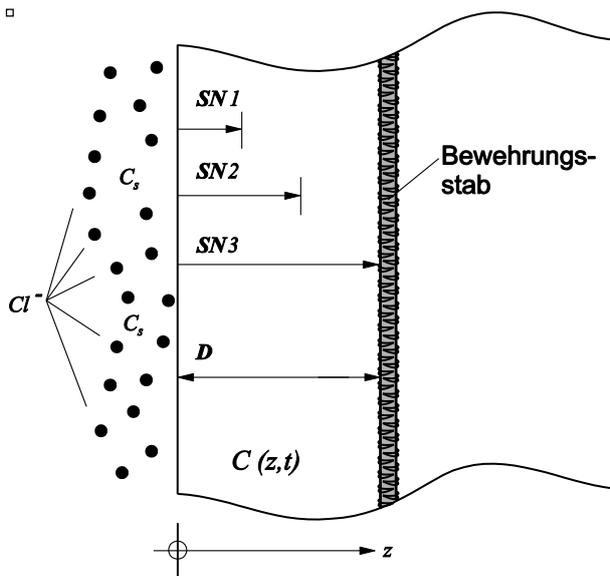


Bild 6: Eindringtiefen der Chloridionen mit korrespondierenden Schadensniveaus

Die Schadensniveaus SN_i werden dabei so beschrieben, dass, wenn Schadensniveau zwei (SN_2) erreicht ist, je das Schadensniveau eins und null (SN_1 und SN_0) ebenso erreicht ist. Auch bei Erreichen des Schadensniveaus SN_3 sind die Wahrscheinlichkeiten der Schadensniveaus SN_0 , SN_1 und SN_2 in der Wahrscheinlichkeit $Pr(SN_3)$ beinhaltet. Die Wahrscheinlichkeit, dass maximal ein Schadensniveau SN_i und noch kein Schadensniveau $SN(i+1)$ erreicht ist, würde sich für jeden beliebigen Zeitpunkt aus der Differenz der entsprechenden Kurven ermitteln lassen. Möchte man beispielsweise berechnen, mit wel-

cher Wahrscheinlichkeit die Grenze der Chloridionen bereits weiter als $2/3 \cdot D$ aber noch nicht bis D vorangeschritten ist, lässt sich dieses Resultat als die Differenz der Wahrscheinlichkeiten für SN_3 und der für SN_2 bestimmen.

Der beschriebene Sachverhalt ist in Bild 6 beispielhaft für ein Betonbauteil im Spritzwasserbereich bei einer Betonüberdeckung von 4,5 cm dargestellt. Da die Schadensniveaus aufsteigend nummeriert werden, je größer die Schädigung ist, ist die Wahrscheinlichkeit, dass ein niedrigeres Schadensniveau erreicht wird, deutlich größer, als die Wahrscheinlichkeit eines höheren Schadensniveaus. Schadensniveau SN_1 ist erreicht, sobald die kritische Chloridkonzentration ein Drittel der Betonüberdeckung erreicht hat. Im vorliegenden Fall handelt es sich um eine Überdeckung von 4,5 cm, woraus hervorgeht, dass man nach 50 Jahren davon ausgehen kann, dass das Schadensniveau SN_1 in 80 % der Fälle auch erreicht wird. Ebenso ist zu erkennen, dass die Wahrscheinlichkeit $Pr(SN_i)$ einer Schädigung SN_i – erwartungsgemäß – mit der Zeit zunimmt.

Eine alternative Darstellungsform ist mit der Darstellung der einzelnen Wahrscheinlichkeiten des Auftretens der Schadensniveaus zu einem bestimmten Zeitpunkt $t = t_k$ als Balkendiagramm möglich. Würde beispielsweise, wie in Bild 7 dargestellt, die Zeitpunkte nach 15 und 30 Jahren gewählt, können die Wahrscheinlichkeiten der Schadensniveaus auch gemäß Bild 8 dargestellt werden.

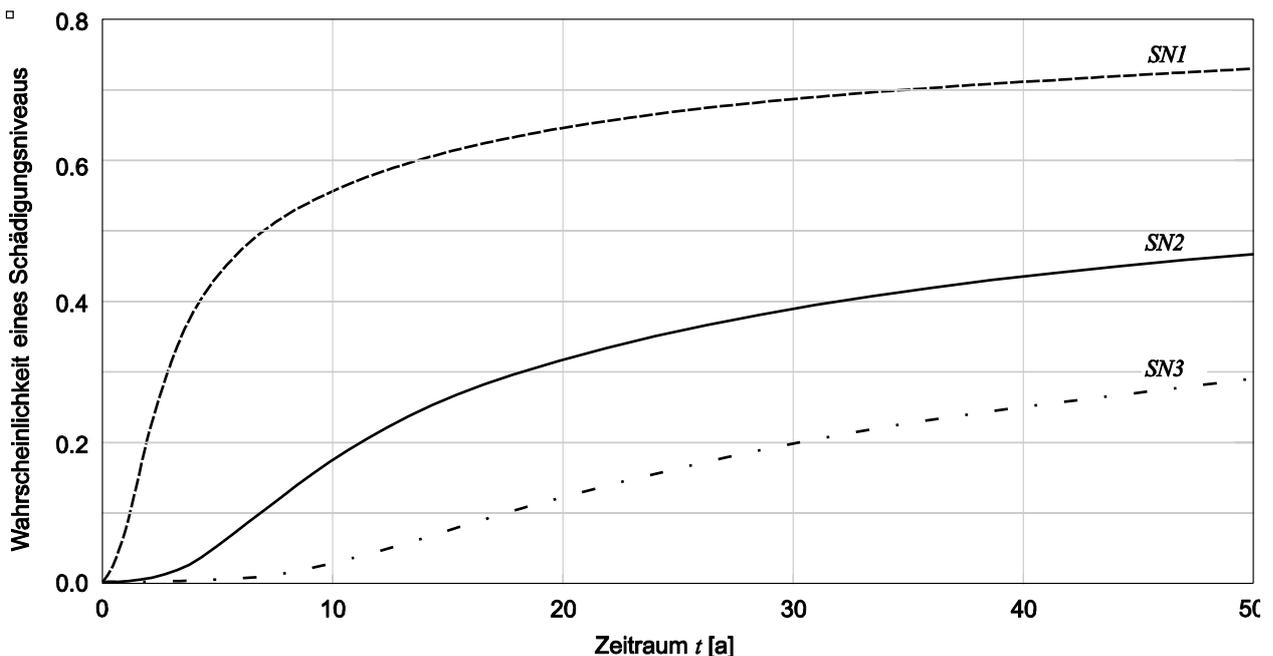


Bild 7: Wahrscheinlichkeiten des Erreichens der verschiedenen Schadensniveaus im Falle von Chloridbelastung bei einer Betonüberdeckung 4,5 cm im Spritzwasserbereich (berechnet nach dem in Kapitel 3.2 beschriebenen numerischen Modell)

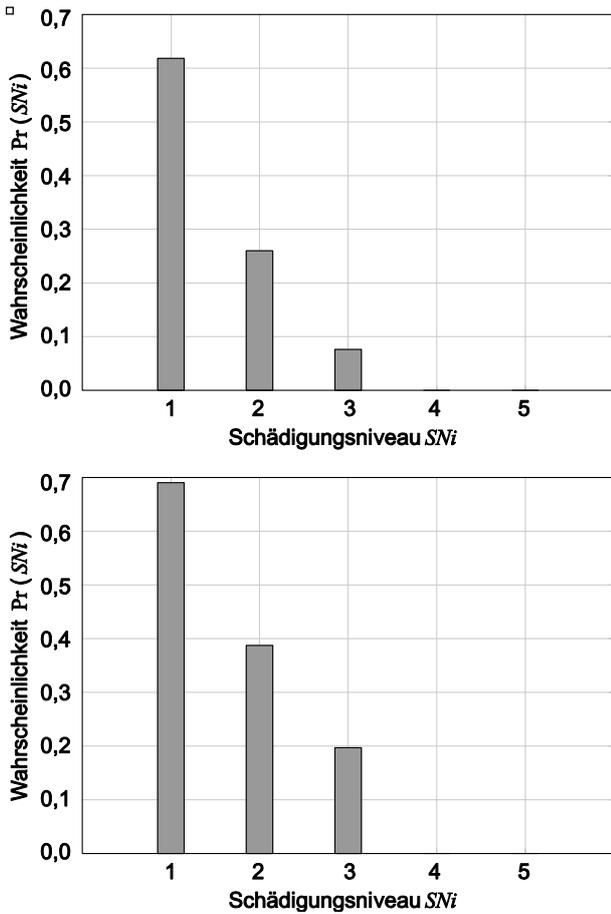


Bild 8: Auftretenswahrscheinlichkeit der einzelnen Schädigungsniveaus nach 15 (oben) und 30 (unten) Jahren am Beispiel der Bewehrungskorrosion durch Chlorideintrag (Betonüberdeckung 4,5 cm, Spritzwasserbereich)

Eine weitere Alternative ist die Darstellung der Wahrscheinlichkeitsdichte $f_Z(z)$ zu einem beliebigen Zeitpunkt t der jeweiligen Schädigungsfunktion $z(\mathbf{X}, t)$. Dazu muss die gemeinsame Wahrscheinlichkeitsdichte $f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x})$ über den gesamten Bereich aller einflussnehmenden Parameter \mathbf{X} mit Ausnahme des gesuchten Parameters Z integriert werden. Dieses Verfahren ist in jedem Zeitschritt und für jede Realisierung von Z durchzuführen. Bild 9 zeigt die Wahrscheinlichkeitsdichte der Funktion $f_Z(z)$ für die Eindringtiefe von Chloridionen in den Beton zum Zeitpunkt $t = 12$ a bei einer Betonüberdeckung von $D = 4,5$ cm. Seine Wahrscheinlichkeit berechnet man durch Integration von der Tiefe 1,5 cm bis ins Unendliche (DITLEVSEN 1981), (THOFT-CHRISTENSEN, BAKER 1982).

$$Pr(SN1) = Pr(Z \geq z_{SN1}) = Pr(Z \geq 1,5) = \int_{1,5}^{\infty} f_z(z) dz \quad (2.2)$$

mit

$f_Z(z)$ Wahrscheinlichkeitsdichte der Eindringtiefe der Chloridionen

Wie schon in Bild 7 zu erkennen ist, ergibt sich die Wahrscheinlichkeit des Schädigungsniveaus $SN1$ zu 56 % und entspricht damit der Fläche, die die Wahrscheinlichkeitsdichte $f_Z(z)$ mit der horizontalen Achse und dem Wert rechts von $D = 1,5$ cm einschließt. Dieser Wert der Betonüberdeckung D entspricht per Definition (siehe Kapitel 3) dem Schädigungsniveau $SN1$.

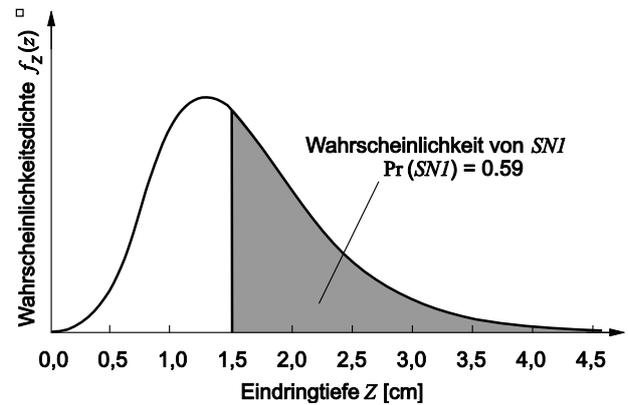


Bild 9: Wahrscheinlichkeitsdichte $f_Z(z)$ und Wahrscheinlichkeit des Schädigungsniveaus $SN1$ im Fall Chloridangriff nach 12 Jahren. (berechnet nach dem in Kapitel 3.2 beschriebenen numerischen Modell)

Die zeitliche Entwicklung des Erwartungswertes der Schädigung und zugehöriger Quantilwerte oder Standardabweichungen wie in Bild 10 ist eine weitere Darstellungsmöglichkeit. Dabei bedeutet ein w %-Quantil K_w , dass w % aller möglichen Werte unterhalb des Wertes K_w zu erwarten wären. In Bild 10 würden zum Zeitpunkt $t = 12$ a beispielhaft 25 % aller Eindringtiefen unterhalb von 0,8 cm zu erwarten sein. Dabei berechnet sich ein w %-Quantil K_w zu (STRAUB 2010a)

$$\int_0^{K_w} f_Z(z) dz = F_Z(K_w) = w\% \quad (2.3)$$

$$\therefore K_w = F_Z^{-1}(w\%)$$

mit

K_w w %-Quantil der Zufallsgröße Z

$f_Z(z)$ Wahrscheinlichkeitsdichte der Zufallsgröße Z

$F_Z^{-1}(\dots)$ Umkehrfunktion der kumulierten Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion $f_Z(z)$

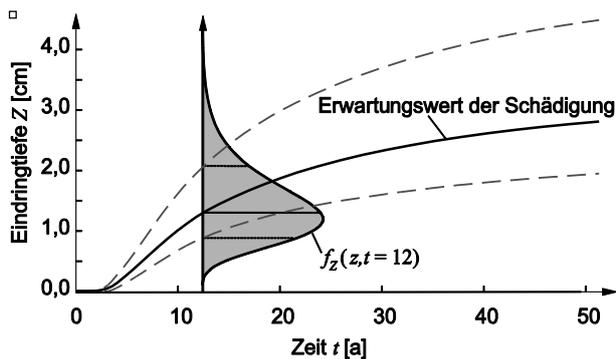


Bild 10: Erwartungswert der Eindringtiefe der Chloridionen in Abhängigkeit der Zeit t mit 25%- und 75%-Quantil und Wahrscheinlichkeitsdichte $f_Z(z)$ zur Zeit $t = 12$ a

Die in Bild 10 verwendeten 25%- und 75%-Quantile sind dabei, zur Verbesserung der Darstellung, exemplarisch gewählt worden. Auf die gleiche Art und Weise lassen sich alle beliebigen Quantile (5 %, 95 % etc.) darstellen und berechnen.

Dazu muss, wie oben beschrieben, die Wahrscheinlichkeitsdichte $f_Z(z)$ der Schädigungsfunktion Z für jeden Zeitschritt t bestimmt werden. Mittels bekannter Methoden (STRAUB 2010a), (JOHNSON, KOTZ 1976) lässt sich dann der Erwartungswert $E[Z, t]$ der Schädigungsfunktion Z an jedem Zeitpunkt t ermitteln zu

$$E[Z, t] = \int_0^{\infty} z \cdot f_Z(z) \, dz \quad (2.4)$$

Die in Bild 10 eingezeichnete Wahrscheinlichkeitsdichte $f_Z(z, 12)$ für die Eindringtiefe der Chloridionen zur Zeit $t = 12$ a kann dabei dazu benutzt werden, die Wahrscheinlichkeiten der einzelnen Schädigungsniveaus SN_i zum Zeitpunkt $t = 12$ a zu berechnen. Wie in Gleichung (2.2) beschrieben, muss dabei die Wahrscheinlichkeitsdichte $f_Z(z|t)$ entsprechend der definierten Abgrenzungen der Schädigungsniveaus über den Schädigungsbereich integriert werden. Die Integration kann geometrisch als die durch die Achse z der Schädigungsintensität, durch die Wahrscheinlichkeitsdichte $f_Z(z|t)$ und durch die Grenze des jeweiligen Schädigungsniveaus eingeschlossene Fläche, gemäß Bild 11, gedeutet werden.

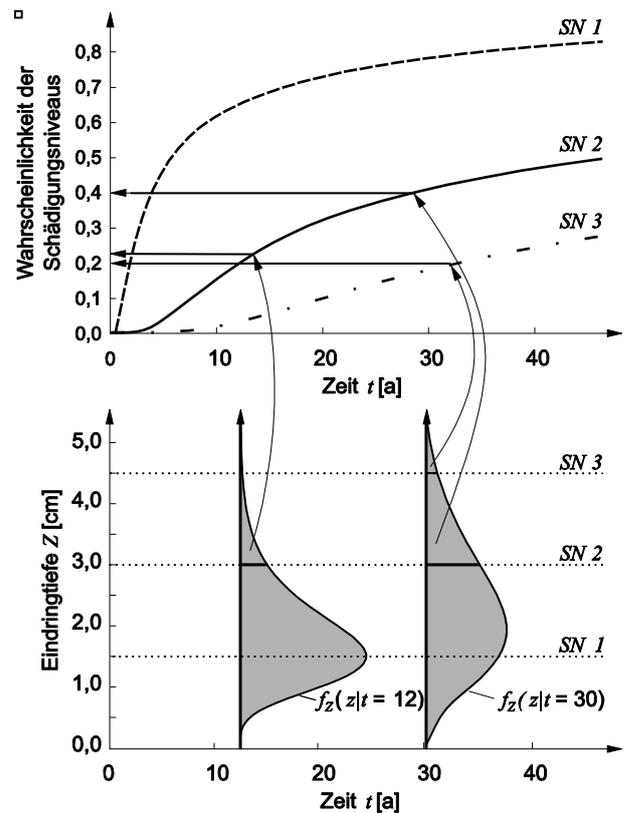


Bild 11: Zusammenhang zwischen Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion $f_Z(z|t)$ und Wahrscheinlichkeit der Schädigungsniveaus SN_i zu verschiedenen Zeitpunkten

Probabilistische Beschreibung der Schädigungsvorgänge

Im folgenden Text werden, gemäß allgemeiner Übereinkunft, Zufallsvariablen mit Großbuchstaben und deterministische Größen mit Kleinbuchstaben beschrieben. Das bedeutet, dass die einzelnen Parameter X_i des Vektors \mathbf{X} je durch eine entsprechende Verteilungsdichtefunktion³ $f_{X_i}(x_i)$ beschrieben sind, und nicht als deterministische Parameter behandelt werden. Dadurch wird auch die Schädigungsfunktion selbst zu einer probabilistischen Größe Z .

Zwar gibt es für manche Schädigungsmechanismen derzeit keine Schädigungsmodelle, jedoch existieren viele Schädigungsmodelle, welche auf probabilistischer Basis entwickelt wurden und deren streuende Parameter \mathbf{X} über jeweils zugehörige Verteilungsdichtefunktionen $f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x})$ beschrieben sind.

³ Die Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion $f_X(x)$ einer Zufallsvariablen X wird im Index mit einem Großbuchstaben X versehen, um sie eindeutig als Verteilungsdichte zu kennzeichnen und eventuelle Verwechslungen mit einer Funktion $f(X)$ zu vermeiden.

Aus diesen kann dann für die jeweilige Schädigungsfunktion Z ebenso die gemeinsame Wahrscheinlichkeitsdichte $f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x}, t)$ entwickelt werden. Ausführliche Beschreibungen zu den Schädigungsfunktionen werden in Kapitel 3 angegeben.

Für die angesprochenen, bislang nicht ausreichend gut beschriebenen bzw. nicht vorhandenen, Schädigungsmodelle (z. B. Spannungsrisskorrosion) sollten mittelfristig noch einige Forschungsanstrengungen angestellt und leistungsfähige Modelle entwickelt werden, um das Modell der zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung langfristig in die dafür vorgesehenen Vorschriften einfließen lassen zu können

Gleichung (2.1), deren Parameter $\mathbf{X} = [X_1, X_2, \dots, X_n]^T$ fortan durch Zufallsvariablen mit zugehöriger gemeinsamer Verteilungsdichtefunktion charakterisiert sind, schreibt sich dann um als

$$Z = Z(\mathbf{X}, t) = Z(X_1, X_2, \dots, X_n; t) \quad (2.5)$$

Somit ist die probabilistische Schädigungsfunktion entwickelt und kann dann ihrem korrespondierenden Widerstand R_{SNi} gegenübergestellt werden. Diese Funktion wird als Grenzzustandsfunktion g_{SNi} in der folgenden Gleichung beschrieben

$$g_{SNi}(\mathbf{X}, t) = R_{SNi}(\mathbf{X}, t) - S(\mathbf{X}, t) \quad R_{SNi}(\mathbf{X}, t) \quad Z(\mathbf{X}, t) \quad (2.6)$$

mit

- $g_{SNi}(\mathbf{X}, t)$ Grenzzustandsfunktion in Abhängigkeit der Parameter \mathbf{X} zur Zeit t
- $R_{SNi}(\mathbf{X}, t)$ Widerstand bzw. maximal zulässige Schädigung im Schädigungsniveau SNi in Abhängigkeit der Parameter \mathbf{X} zur Zeit t
- $S(\mathbf{X}, t)$ Einwirkung in Abhängigkeit der Parameter \mathbf{X} zur Zeit t

Das Schädigungsereignis bzw. der Schädigungsbereich Ω_{SNi} (entspricht dem Erreichen eines Schädigungsniveaus SNi) ist genau dann erreicht, wenn die Grenzzustandsfunktion $g_{SNi}(\mathbf{X}, t)$ kleiner wird als Null, also wenn die Einwirkungen $S(\mathbf{X}, t) = Z(\mathbf{X}, t)$ größer werden, als der Widerstand $R_{SNi}(\mathbf{X}, t)$ (GEHLEN 2000), (STRAUB 2010a). Man schreibt für das Schädigungsereignis Ω_{SNi} hin

$$\begin{aligned} \Omega_{SNi} &= \Omega_{SNi}(\mathbf{X}, t) = \{g_{SNi}(\mathbf{X}, t) \leq 0\} \\ &= \{R_{SNi}(\mathbf{X}, t) - S(\mathbf{X}, t) \leq 0\} \\ &= \{R_{SNi}(\mathbf{X}, t) - Z(\mathbf{X}, t) \leq 0\} \end{aligned} \quad (2.7)$$

Berechnung der Schädigungswahrscheinlichkeit

Die Wahrscheinlichkeit $\Pr(SNi)$ eines Schädigungsniveaus SNi zum Zeitpunkt t berechnet sich durch Integration der Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion $f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x}, z | t)$ über den Schädigungsbereich $\Omega_{SNi} = \{g_{SNi}(\mathbf{X}, t) \leq 0\}$ zu

$$\begin{aligned} \Pr(SNi) &= \iiint \dots \int_{\Omega_{SNi}} f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x}, z) \, dx_1 \, dx_2 \dots dx_n \, dz \\ &\approx \Phi(-\beta_{SNi}) \end{aligned} \quad (2.8)$$

mit

- Ω_{SNi} Schädigungsbereich, in dem gilt $g_{SNi}(\mathbf{X}, Z) \leq 0$
- $f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x}, z)$ gemeinsame Wahrscheinlichkeitsdichte der Zufallsvariablen \mathbf{X} und Z
- $\Phi(\dots)$ kumulierte Standardnormalverteilung
- β_{SNi} Zuverlässigkeitsindex für das Schädigungsniveau SNi .

Die Berechnung der Schädigungswahrscheinlichkeit in Gleichung (2.8) erfolgt mittels Näherungsverfahren, da eine geschlossene Integration der Verteilungsdichte über den Schädigungsbereich Ω_{SNi} im Regelfall nicht möglich ist. Hierzu werden analytische Berechnungsverfahren wie die First Order Reliability Method (FORM) oder die Second Order Reliability Method (SORM) zu Rate gezogen. Alternativ kann die Schädigungswahrscheinlichkeit durch die sogenannte Monte Carlo Simulation (MCS) geschätzt werden.

Bei der FORM- und SORM-Methode wird zunächst die gemeinsame Verteilungsdichte der Zufallsvariablen \mathbf{X} in den Standardnormalraum \mathbf{U} transformiert. Die zugehörige Transformationsvorschrift $U = T(X)$ ermittelt sich aus der Bedingung, dass die Werte der Verteilungsfunktionen $F_X(x)$ bzw. $F_U(u)$ gleich sein müssen, zu

$$u = T(x) = \Phi^{-1}(F_X(x)) \quad (2.9)$$

mit

- u in den Standardnormalraum transformierte Variable,

- $T(x)$ Transformationsvorschrift, um X in eine standardnormalverteilte Größe U zu transformieren,
- $\Phi^{-1}(\dots)$ inverse kumulierte Standardnormalverteilung,
- $F_X(x)$ Verteilungsfunktion der Zufallsgröße X

Das bedeutet, dass die Verteilungsdichte einer jeden Zufallsvariablen X_k in eine äquivalente Zufallsvariable U_k transformiert wird, welche standardnormalverteilt ist (d. h. Mittelwert Null und Standardabweichung Eins besitzt). Analog dazu muss für die Berechnung auch die Grenzzustandsfunktion $g(\mathbf{X})$ in den Standardnormalraum \mathbf{U} transformiert werden; daraus ergibt sich $g(\mathbf{U})$ (RACKWITZ 2006b).

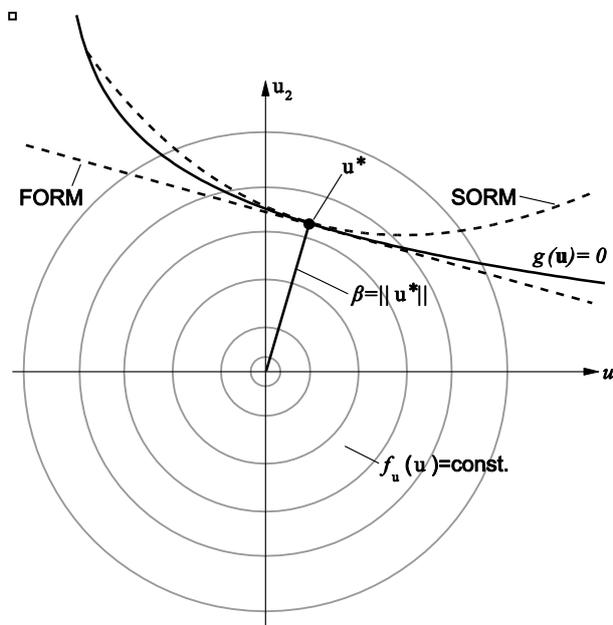


Bild 12: Schematische Darstellung des Standardnormalraums U sowie der Grenzzustandsfunktion $g(\mathbf{u}) = 0$ mit den Näherungen erster und zweiter Ordnung im Bemessungspunkt β

Mittels Optimierungsalgorithmen wird anschließend der sogenannte Bemessungspunkt \mathbf{u}^* gesucht, der genau auf der Grenzzustandsfläche $g(\mathbf{u}) = 0$ liegt und dabei gleichzeitig zum Ursprung des Standardnormalraums \mathbf{U} den kürzesten Abstand $\|\mathbf{u}^*\| = \beta$ aufzuweisen hat:

$$\mathbf{u}^* = \arg \min_{\mathbf{u}} \|\mathbf{u}\| \quad (2.10)$$

s. t. $\mathbf{u} \in \{g(\mathbf{u}) = 0\}$

mit

$\|\mathbf{u}\|$ Norm bzw. Länge des Vektors \mathbf{u}

$g(\mathbf{u}) = 0$ in den Standardnormalraum transformierte Grenzzustandsfläche.

Da die gemeinsame Wahrscheinlichkeitsdichte $f_{\mathbf{U}}(\mathbf{u})$ im Ursprung ihren höchsten Wert aufweist und auf dem gesamten Gebiet streng monoton fallend ist, nimmt die Schädigungswahrscheinlichkeit mit zunehmendem Abstand vom Ursprung ab, die Schädigungswahrscheinlichkeit ist im Bemessungspunkt \mathbf{u}^* am größten.

Bei FORM wird die multidimensionale Grenzzustandsfläche $g(\mathbf{U}) = 0$ durch eine Taylorreihe erster Ordnung (multidimensionale Ebene) im β -Punkt \mathbf{u}^* angenähert; dabei kann dann eine Integration entfallen, weil der Zusammenhang $\Pr(D) = \Phi(-\beta)$ zwischen β und der Schädigungswahrscheinlichkeit $\Pr(D)$ über die kumulierte Standardnormalverteilung $\Phi(\dots)$ bekannt ist (siehe Gleichung (2.9)). Die Schädigungswahrscheinlichkeit ermittelt sich dann zu

$$\Pr(SNi) \approx \Phi(-\beta_{SNi}) \quad (2.11)$$

mit

$\Phi(\dots)$ kumulierte Standardnormalverteilung

β_{SNi} Zuverlässigkeitsindex für das Schädigungsniveau SNi

Kommt SORM zur Anwendung, wird die Grenzzustandsfläche durch ein Taylorpolynom zweiter Ordnung im β -Punkt entwickelt und anschließend die Verteilungsdichtefunktion $f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x})$ über den Versagensbereich bis zu dieser Hyperfläche integriert. Zu diesem Zweck bedient man sich der Theorie asymptotischer Laplace-Integrale (RACKWITZ 2006b). Man berechnet

$$\Pr(SNi) \approx \Phi(-\beta_{SNi}) \cdot \prod_{i=1}^{n-1} \frac{1}{\sqrt{1 + \psi(\beta) \cdot \kappa_i}} \quad (2.12)$$

mit

$\Phi(\dots)$ kumulierte Standardnormalverteilung,

β_{SNi} Zuverlässigkeitsindex für das Schädigungsniveau SNi .

$\psi(\beta)$ Quotient aus Standardnormalverteilung $\varphi(\beta)$ und kumulierter Standardnormalverteilung $\Phi(\beta)$

$\varphi(\dots)$ Standardnormalverteilung

$$\left(\varphi(x) = 1/\sqrt{2\pi} \cdot \exp\left(-1/2 \cdot x^2\right) \right)$$

κ_i Hauptkrümmung der Grenzzustandsfläche in der i -ten Dimension

Man erkennt, dass sich die SORM-Lösung sich durch einen Korrekturfaktor

$$\prod_{i=1}^{n-1} 1/\sqrt{1+\psi(\beta) \cdot \kappa_i}$$

von der FORM-Lösung unterscheidet. Dieser erfasst, im Vergleich zu FORM, die Krümmung des Taylorpolynoms zweiter Ordnung, welche beim Taylorpolynom erster Ordnung vernachlässigt wird. In der Regel liefert SORM ein genaueres Resultat, da bei der Taylorreihe neben den linearen Gliedern auch die quadratischen Glieder der Grenzzustandsfläche Beachtung finden. Bild 12 stellt den erläuterten Zusammenhang schematisch für den zweidimensionalen Standardnormalraum dar.

Kommt eine Monte Carlo Simulation zum Einsatz, werden für die Verteilungsdichtefunktion $f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x})$ mittels Computersoftware jeweils n Pseudozufallsvektoren \mathbf{x}_i erzeugt, die gemäß $f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x})$ verteilt sind. Mittels Indikatorfunktion $I[g(\mathbf{x}_i) \leq 0]$, welche definiert ist als

$$I[g(\mathbf{x}_i) \leq 0] = \begin{cases} 1 & \forall g(\mathbf{x}_i) \leq 0 \\ 0 & \text{sonst} \end{cases} \quad (2.13)$$

wird anschließend für jeden erzeugten Zufallsvektor \mathbf{x}_i geprüft, ob er im Versagensbereich $g(\mathbf{x}_i) \leq 0$ liegt. Schließlich wird die Schädigungswahrscheinlichkeit dann berechnet zu

$$\Pr(D) \approx p_{D,MCS} = \frac{1}{n} \cdot \sum_i I[g(\mathbf{x}_i) \leq 0] \quad (2.14)$$

mit

$I[g(\mathbf{x}_i) \leq 0]$ Indikatorfunktion für die Grenzzustandsfunktion $g(\mathbf{x}_i) \leq 0$
 $g(\mathbf{x}_i)$ Grenzzustandsfunktion für den Zufallsvektor \mathbf{x}_i
 \mathbf{x}_i erzeugter Pseudozufallsvektor.

Zu beachten gilt, dass die Anzahl der zu erzeugenden Zufallszahlen proportional mit dem Kehrwert der erwarteten Schädigungswahrscheinlich-

keit zunimmt, damit eine ausreichende Genauigkeit der Berechnung erreicht wird (RACKWITZ 2006b), (STRAUB 2010b). Im Falle niedriger Wahrscheinlichkeiten sind damit eine sehr hohe Anzahl Simulationen notwendig, ebenso muss dieses Vorgehen dann für jeden Zeitschritt wiederholt werden. Dadurch ist meist eine Berechnung mittels FORM/SORM zu bevorzugen.

Markov-Ketten

Einige der Schädigungsmechanismen, welche in Kapitel 3 erläutert werden, können auch durch Markov-Prozesse beschrieben werden. Diese Modelle erfreuen sich aufgrund ihrer Recheneffizienz großer Beliebtheit (STRAUB 2009), (ISAACSON, MADSEN 1976). Viele der in Kapitel 1 beschriebenen bestehenden Bauwerksmanagementsysteme basieren ausschließlich auf solchen Modellen.

Die Markov-Modelle machen eine fundamentale Annahme, welche für viele Schädigungsprozesse eine Näherung darstellt: Es wird davon ausgegangen, dass bei bekanntem Schaden zu einem Zeitpunkt t das Schadensverhalten in der Zukunft unabhängig vom Schadensverhalten in der Vergangenheit ist. Daher wird der Markov-Prozess auch oft als „erinnerungslos“ bezeichnet. Aus diesem Grund ist die Modellierung mit Markov-Ketten nicht für alle Schädigungsprozesse geeignet. Als Beispiel dient etwa die Bewehrungskorrosion: Wenn die Korrosion in der vorherigen Periode stark zugenommen hat, dann kann davon ausgegangen werden, dass diese auch in der nächsten Periode stark zunimmt. Somit ist das Verhalten in der nächsten Zeit-Periode nicht unabhängig vom Verhalten in den vorhergehenden Perioden. Es besteht aber die Möglichkeit, die Markov-Ketten zu Bayesian Netzwerken zu erweitern, wodurch die fundamentale Annahme der Erinnerungslosigkeit aufgehoben werden kann, ohne die Vorteile der Markov-Ketten zu verlieren (STRAUB 2009).

Sei $X(t_k) = X_k$ eine Zufallszahl zum Zeitpunkt t_k und die Zeit t dabei in diskrete Zeitschritte t_i geteilt. Dann gilt für eine Markov-Kette, dass die Wahrscheinlichkeit, dass die Zufallsvariable X_k eine Realisierung x_k findet, gegeben, dass alle vorherigen n Variablen durch $x_{k-1}, x_{k-2}, \dots, x_{k-n}$ realisiert wurden, der folgende Zusammenhang

$$\begin{aligned} \Pr(X_k = x_k | X_{k-1} = x_{k-1}, X_{k-2} = x_{k-2}, \dots, X_{k-n} = x_{k-n}) \\ = \Pr(X_k = x_k | X_{k-1} = x_{k-1}) \end{aligned} \quad (2.15)$$

Das bedeutet, dass der Zustand, in dem sich die Variable X_k befindet, einzig vom Zustand der Va-

riable X_{k-1} abhängt, nicht aber von den Zuständen davor. Bild 13 zeigt das Bayessche Netz eines Markov-Prozesses (STRAUB 2009).

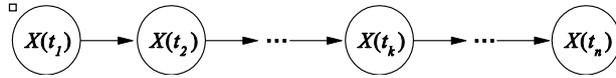


Bild 13: Markov-Prozess dargestellt als Bayessches Netz

Für die Wahrscheinlichkeit $\Pr(X_k = x_k)$ des Eintretens des Ereignisses $X_k = x_k$ gilt dann aufgrund des Satzes der totalen Wahrscheinlichkeit

$$\begin{aligned} \Pr(X_k = x_{k,m}) &= \\ &= \sum_{\text{alle } x_{k-1}} \Pr(X_k = x_k | X_{k-1} = x_{k-1}) \cdot \Pr(X_{k-1} = x_{k-1}) \\ &= p(x_{k,m}) = \sum_j p(x_{k,m} | x_{k-1,j}) p(x_{k-1,j}) \end{aligned} \tag{2.16}$$

wobei X_k durch $x_{k,j} \{x_{k,1}, x_{k,2}, \dots, x_{k,n}\}$ realisiert wird. Durch Einführung der Ausgangswahrscheinlichkeit $\Pr(X_0 = x_{0,m}) := p(x_{0,m})$ zum Zeitpunkt $t = 0$ und der Matrix $p(x_{1,m} | x_{0,k})$ der Übergangswahrscheinlichkeiten berechnet sich die Wahrscheinlichkeit $p(x_{1,m})$ eines k -ten Zustands der Zufallsvariablen X_1 zu

$$\Pr(X_1 = x_{1,k}) = p(x_{1,k}) = \sum_m \pi_{1m,0} p(x_{0,m}) \tag{2.17}$$

mit

- $p(x_{1,k})$ Wahrscheinlichkeit des Zustands x_k zur Zeit t_1
- $p(x_{0,m})$ Wahrscheinlichkeit des Zustands x_m zur Zeit t_0
- $\pi_{km,0}$ Übergangsmatrix der bedingten Wahrscheinlichkeiten zur Zeit t_0

Für den jeweils 2-ten Schritt berechnet sich die Wahrscheinlichkeit $p(x_{2,k})$ eines k -ten Zustands in Analogie zu Gleichung (2.17) zu

$$p(x_{2,k}) = \sum_m \pi_{km,1} \cdot p(x_{1,m}) = \sum_m \pi_{km,1} \cdot \sum_j \pi_{mj,0} p(x_{0,j}) \tag{2.18}$$

bzw. in Vektorschreibweise

$$\mathbf{p}_{SN,1} = \mathbf{\Pi}_1 \cdot \mathbf{\Pi}_0 \cdot \mathbf{p}_{SN,0} \tag{2.19}$$

mit

- $\mathbf{p}_{SN,j}$ Vektor der Schädigungsniveaus $\mathbf{p}_{SN,1} = [p_{SN0}, p_{SN1}, \dots, p_{SN5}]^T$ zur Zeit t_j ,
- $\mathbf{\Pi}_j$ Übergangsmatrix zur Zeit t_j .

Für den n -ten Zeitschritt ermittelt man schließlich $\mathbf{p}_n = \mathbf{\Pi}_{n-1} \cdot \mathbf{\Pi}_{n-2} \cdot \dots \cdot \mathbf{\Pi}_0 \cdot \mathbf{p}$. Ist die Übergangsmatrix für jeden Zeitschritt t_k dieselbe, spricht man von einem stationären Markov-Prozess und die Wahrscheinlichkeit im n -ten Schritt ergäbe sich zu $\mathbf{p}_n = \mathbf{\Pi}^n \cdot \mathbf{p}_0$.

Damit lässt sich der sechsspaltige Wahrscheinlichkeitsvektor für die verschiedenen Schädigungsniveaus SN schreiben als $\mathbf{p}_{SN} = [p_{SN0}, p_{SN1}, \dots, p_{SN5}]$. Seien zur Zeit $t = t_0$ die Wahrscheinlichkeit $\mathbf{p}_{SN,0}$ der einzelnen Schädigungsniveaus bekannt, kann mittels der Übergangsmatrizen $\mathbf{\Pi}$ die Wahrscheinlichkeit $\mathbf{p}_{SN,k}$ eines Schädigungsniveaus zum Zeitpunkt t_k bestimmt werden. Dabei ist in der Regel davon auszugehen, dass sich das Bauteil nach einem Einbau im Schädigungsniveau $SN = 0$ befindet, woraus sich für den Vektor $\mathbf{p}_{SN,0}$ der Wahrscheinlichkeiten zum Zeitpunkt $t = 0$ zu $\mathbf{p}_{SN,0} = [1, 0, 0, 0, 0, 0]^T$ ergibt.

Auf die Berechnung der durch ein Inspektionsergebnis im k -ten Zeitschritt aktualisierten Schädigungswahrscheinlichkeit wird in Kapitel 2.7 eingegangen.

2.4 Grenzwahrscheinlichkeiten für alle S/V/D- Bewertungen

2.4.1 Einleitung

Um die Inspektionszeiten ermitteln zu können, müssen für die verschiedenen Schadensniveaus Grenzwerte der Auftretenswahrscheinlichkeit festgelegt werden. Sobald die Wahrscheinlichkeit, dass ein Bauteil ein bestimmtes Schadensniveau erreicht hat, den entsprechenden Grenzwert überschreitet, kann oder muss eine Prüfung durchgeführt werden (dies wird in Kapitel 2.5 detailliert ausgeführt). Diese Grenzwerte müssen für alle Bewertungen der Standsicherheit, der Verkehrssicherheit und der Dauerhaftigkeit festgelegt werden. Dabei ist das Vorgehen zur Ermittlung der Grenzwahrscheinlichkeit für die drei Bewertungen jeweils unterschiedlich. Die Grenzwahrscheinlichkeiten werden jeweils für die einzelnen Bauteile, bzw. Schäden des Gesamtbauwerks bestimmt, in Übereinstimmung mit dem Grundmodell.

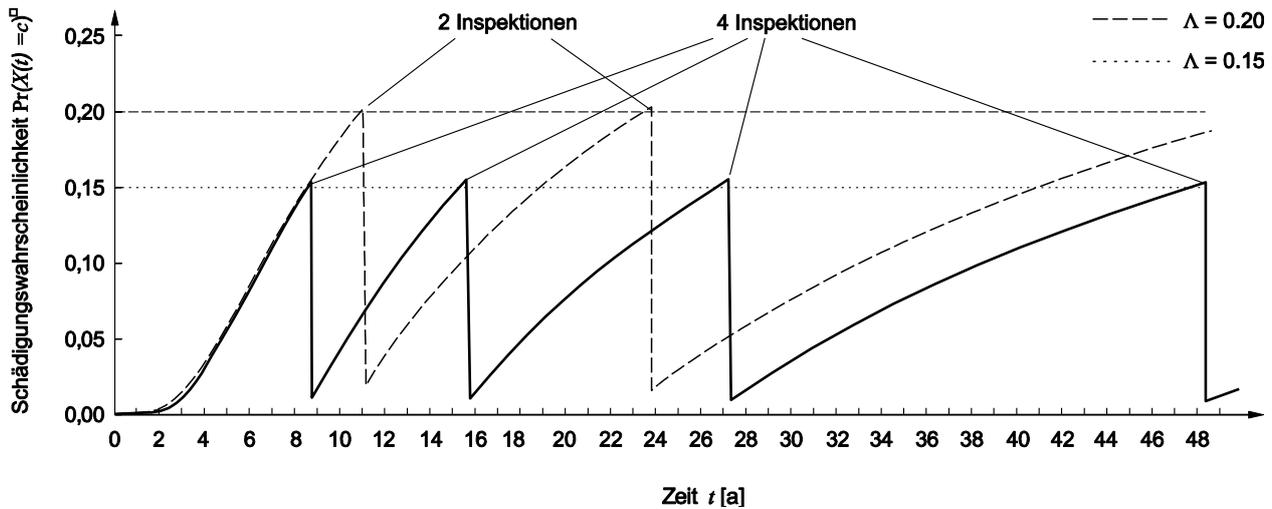


Bild 14: Zusammenhang zwischen Grenzwahrscheinlichkeit Λ und der Zahl der auszuführenden Inspektionen im Bezugszeitraum von 50 Jahren, berechnet für den Fall der Bewehrungskorrosion durch Chloridangriff mit jeweils negativen Befunden bei den Inspektionen (Details zu den Berechnungen finden sich in Kapitel 2.7)

Eine optimale Bestimmung der Grenzwahrscheinlichkeiten für ein gesamtes Bauwerkssystem ist zwar theoretisch möglich, ist aber ein äußerst komplexes Problem und in der Praxis noch nicht einfach umsetzbar (STRAUB, DER KIUREGHIAN, (eingereicht)). Die hier beschriebene Bestimmung der Grenzwahrscheinlichkeiten folgt den in der wissenschaftlichen Literatur beschriebenen Vorgehen (RACKWITZ 2001).

In diesem Kapitel wird davon ausgegangen, dass wenn ein bestimmtes Schädigungsniveau SN_i ($i = 0,1,\dots,5$) eines Bauteils die entsprechende Grenzwahrscheinlichkeit Λ_{SN_i} erreicht, eine Bauwerksprüfung durchgeführt wird. Aufgrund deren Ergebnis kann die Schädigungswahrscheinlichkeit des Bauteils mithilfe des Satzes von Bayes aktualisiert werden; dadurch entstehen jeweils zum Zeitpunkt der Inspektion Sprünge im zeitlichen Verlauf der Schädigungswahrscheinlichkeit. Bild 14 zeigt beispielhaft den Verlauf der Schädigungswahrscheinlichkeit $\Pr(SN_2)$ für das Schädigungsmodell der Bewehrungskorrosion durch Chlorideintrag bei einer Betondeckung von 4,5 cm und einer Grenzwahrscheinlichkeit von 0,15 bzw. 0,20. Im vorliegenden Fall wird davon ausgegangen, dass die Inspektion keine Schädigung anzeigt, weshalb die Wahrscheinlichkeit einer Schädigung reduziert wird. Im umgekehrten Fall würde sich die Schädigungswahrscheinlichkeit zum Zeitpunkt der Inspektion erhöhen und es wären sofortige Maßnahmen notwendig. (Die Modellierung des Inspektionseinflusses wird in Kapitel 2.7 im Detail dargestellt).

Nun ist es das Ziel, für verschiedene Bauwerke und deren Bauteile und die jeweils auftretenden Schädigungsmechanismen, eine Grenzwahr-

scheinlichkeit zu definieren, welche ein optimales⁴ und wirtschaftlich maximal akzeptables Schädigungsniveau für das jeweilige Bauteil und das jeweilige Schädigungsniveau repräsentiert. Die optimale Grenzwahrscheinlichkeit Λ_{SN_i} stellt dabei diejenige Schädigungswahrscheinlichkeit dar, bei der ein bestimmtes Bauteil bei einem bestimmten Schädigungsniveau einer Bauwerksprüfung unterzogen werden sollte, um in Bezug auf Sicherheit und Kosten den Unterhalt einer Brücke mit möglichst minimalem Aufwand bestreiten zu können. Dabei ist zu beachten, dass die für jedes Schädigungsniveau einzeln ermittelten Prüftermine nicht zwingend dem insgesamt optimalen Prüftermin entsprechen. Zur Ermittlung derselben wäre eine Optimierung der Inspektionsstrategie für alle Schädigungsniveaus gemeinsam notwendig. Eine solche ist aber aus praktischen Gründen nicht machbar (der notwendige Rechen- und Modellieraufwand ist zu groß, (STRAUB, FABER 2005)). Das hier vorgeschlagene Vorgehen entspricht einer praktischen Näherung.

2.4.2 Ermittlung der Grenzwahrscheinlichkeit für die Bewertung der Dauerhaftigkeit

Wie schon in Bild 14 zu erkennen, nimmt die Anzahl der während der projektierten Lebensdauer des Bauwerks durchzuführenden Bauwerksprüfungen, und damit die Gesamtprüfkosten, mit zunehmender Grenzwahrscheinlichkeit Λ_{SN_i} ab.

⁴ Unter *optimal* sei hier nicht die Schädigung an sich zu verstehen; vielmehr gilt das Schädigungsniveau im Sinne der Wirtschaftlichkeit und unter Beachtung aller einflussnehmender Faktoren als *optimal*.

Im Falle zu tief angesetzter Grenzwahrscheinlichkeiten entstehen für den Betreiber des Bauwerks höhere Kosten als notwendig, muss er doch häufiger als notwendig Prüfungen anordnen. Analoges gilt im Falle zu hoch angesetzter Grenzwahrscheinlichkeiten. Werden sie zu hoch angesetzt, entstehen dem Betreiber potentiell Kosten aus der Schädigung des Tragwerks und den daraus resultierenden Folgen, welche bei einer rechtzeitigen Erkennung und entsprechenden Unterhalts hätten verhindert werden können.

Im Rahmen dieses Projektes ist es nicht möglich, eine exakte Grenzwahrscheinlichkeit für jedes einzelne Bauteil zu definieren, hängt diese doch von sehr vielen Faktoren ab und müsste stets für jedes Bauteil, unter Berücksichtigung sämtlicher Einflussparameter, separat bestimmt werden. Mittels eines Näherungsmodells, welches anhand der wichtigsten Einflussfaktoren zumindest ein Hilfsmittel zur Verfügung stellt, können aber trotzdem Grenzwahrscheinlichkeiten, welche dem zuverlässigkeitsbasierten Gedanken entsprechen, ermittelt werden.

In Kapitel 2.3 wurde erläutert, wie die Wahrscheinlichkeit $\Pr(SNi)$ eines Schädigungsniveaus SNi berechnet werden kann. Dazu wird die Wahrscheinlichkeit als Funktion des zeitabhängigen Zuverlässigkeitsindex $\beta_{SNi}(t)$ geschrieben zu

$$\Pr(SNi) = \Phi(-\beta_{SNi}(t)) \quad (2.20)$$

mit

$\Phi^{-1}(\dots)$ Umkehrfunktion der kumulierten Standardnormalverteilung,

$\beta_{SNi}(t)$ zeitabhängiger Zuverlässigkeitsindex für das Schädigungsniveau SNi .

Die Prüfzeitpunkte t_k werden direkt durch die Grenzwahrscheinlichkeit Λ_{SNi} gesteuert und sind in Bild 14 zu erkennen. Sie lassen sich damit als Funktion von Λ_{SNi} ausdrücken, indem die Wahrscheinlichkeit $\Pr(SNi)$ in Gleichung (2.20) durch die entsprechende Grenzwahrscheinlichkeit Λ_{SNi} ersetzt wird. Damit kann Gleichung (2.20) nach t aufgelöst werden

$$t_k = \beta_{SNi}^{-1}(\Phi^{-1}(\Lambda_{SNi})) \quad (2.21)$$

mit

$\beta_{SNi}^{-1}(\dots)$ Umkehrfunktion des zeitlichen Verlaufs des Zuverlässigkeitsindex für das jeweilige Schädigungsniveau SNi , $\beta_{SNi}(t)$.

$\Phi^{-1}(\dots)$ Umkehrfunktion der kumulierten Standardnormalverteilung,

Λ_{SNi} Grenzwahrscheinlichkeit für das Schädigungsniveau SNi .

Bild 15 stellt beispielhaft die Ermittlung der optimalen Schädigungswahrscheinlichkeit dar. Man erkennt, dass die Schadenskosten bei Null beginnen und einen linearen Verlauf aufweisen. Dies beruht auf der Tatsache, dass diese als das Produkt aus Wahrscheinlichkeit $\Pr(SNi)$ und Konsequenz (hier: Kosten) definiert sind. Nimmt die Wahrscheinlichkeit einen Wert Null an, ist das Produkt ebenfalls Null. Die Inspektionskosten hingegen streben für $\Pr(SNi) = 0$ gegen Unendlich, weil dort theoretisch unendlich viele Inspektionen durchzuführen wären. Für eine Schädigungswahrscheinlichkeit $\Pr(SNi) = 1$ ist keine einzige Inspektion durchzuführen, was bedeutet, dass die Inspektionskosten für den entsprechenden Schaden auf Null fallen würden. Das Vorgehen zur Ermittlung der erwarteten Kosten wird etwas später im selben Kapitel beschrieben.

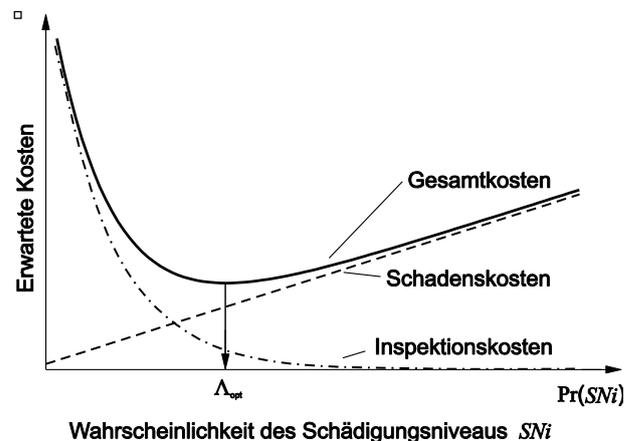


Bild 15: Prinzip der Optimierung (nach RACKWITZ 2006a)

Entscheidend für die Ermittlung der Grenzwahrscheinlichkeit im Fall der Dauerhaftigkeit sind letztendlich die Gesamtkosten, welche über die gesamte Nutzungszeit des Bauwerks anfallen. Zu den Baukosten sind Inspektionskosten, Reparaturkosten und diejenigen Kosten zu addieren, welche durch eine Sperrung des Bauwerks anfallen würden; im schlimmsten Fall käme eine weitere Kostengruppe hinzu, würden bei einem herabfallenden Bauteil oder einem Einsturz des Gesamtbauwerks Menschen in Mitleidenschaft gezogen werden.

Der Einfluss einer Bauteilschädigung für das Gesamtbauwerk kann durch eine Eingliederung in die verschiedenen Schädigungsniveaus SNi , ($i = 0,1,\dots,4$) näherungsweise erfasst werden, wohingegen die Bedeutung des Bauwerks für das

direkt beeinflusste Verkehrssystem eventuell zusätzlich beachtet werden muss. Hier ist von Bedeutung, welchen Einfluss das Bauteil auf die Nutzbarkeit des Bauwerks hat und ob bei einer Schädigung desselben eine Beeinflussung des lokalen Verkehrssystems zu erwarten ist. Ist die Sperrung einer starkbefahrenen Autobahnbrücke finanziell sehr aufwändig bzw. entstehen volkswirtschaftliche Schäden durch Stau und Umleitungen, fallen durch die Sperrung einer minder bedeutungsvollen, kleineren Brücke geringere Kosten an. Da insbesondere das Ausmaß der Schädigung, das Tragwerksverhalten und der Ort, an dem ein Schaden auftritt, sowie die Bedeutung des Bauwerks im gesamten Verkehrssystem die Konsequenzen maßgeblich beeinflussen, gilt es, diese in die Schätzung der Konsequenzen einfließen zu lassen. Bei bekannten Kosten der Konsequenzen kann dies direkt geschehen; sind diese jedoch nicht genau quantifizierbar, empfiehlt sich eine näherungsweise Erfassung der Kosten der Konsequenzen wie später in diesem Kapitel beschrieben.

Zur Ermittlung der optimalen Schädigungswahrscheinlichkeit Λ werden jeweils die Kosten für Inspektionen und diejenigen für sämtliche Konsequenzen einer Bauteilschädigung für die Bewertung der Dauerhaftigkeit D und für jedes Schädigungsniveau SNi geschätzt. Bild 15 zeigt qualitativ den Verlauf der Schadens- und Inspektionskosten.

Da das Risiko bzw. die Schadenskosten als das Produkt aus Konsequenz eines Ereignisses, hier also jenes Ereignis des Schädigungsniveaus SNi , mit der zugehörigen Auftretenswahrscheinlichkeit derselben definiert ist, sind die erwarteten Schadenskosten $E[C_{D,I}]$ proportional zur jeweiligen Grenzwahrscheinlichkeit Λ_{SNi} und damit eine lineare Funktion derselben:

$$\begin{aligned} E[C_{D,I}] &= \Pr(I_{SNi} \cap SNi) C_{D,SNi} \\ &= \Pr(I_{SNi} | SNi) \cdot \Pr(SNi) \cdot C_{D,SNi} \\ &= \Pr(I_{SNi} | SNi) \cdot \Lambda_{SNi} \cdot C_{D,SNi} \end{aligned} \quad (2.22)$$

mit

$E[C_{D,I}]$ Erwartete Schadenskosten für das Schädigungsniveau SNi (Reparaturkosten)

$\Pr(I_{SNi} \cap SNi)$ Wahrscheinlichkeit, dass Schädigungsniveau SNi vorliegt und entdeckt wird

$\Pr(I_{SNi} | SNi)$ Wahrscheinlichkeit, dass Schädigungsniveau SNi entdeckt wird, wenn es tatsächlich vorliegt (PoD)

$C_{D,SNi}$ Reparaturkosten, um das Schädigungsniveau SNi instandzusetzen

$C_{D,SNi}$ sind dabei diejenigen Kosten, welche bei einer erkannten Bauteilschädigung im Niveau SNi entstehen würden, würde das Schädigungsniveau SNi instandgesetzt bzw. repariert werden.

Die Kosten für die Bauwerksprüfung hängen einerseits vom jeweiligen Aufwand einer Prüfmethode ab, andererseits von der Anzahl n der während der projektierten Lebensdauer des Bauwerks durchzuführenden Prüfungen. Dabei ist die Anzahl⁵ n der durchzuführenden Inspektionen eine Funktion $h^*(\Lambda_{SNi})$ der Grenzwahrscheinlichkeit Λ_{SNi} , die Kosten pro Prüfung werden näherungsweise, für je einen Schaden und je ein Schädigungsniveau SNi als konstant⁶ über die Zeit angenommen. Dadurch berechnen sich die erwarteten Inspektionskosten während der Lebensdauer des Bauteils zu

$$\begin{aligned} E[C_{Insp,SNi}] &\approx \sum_{k=1}^n C_{Insp,k} = n_{Insp} C_{Insp,k} \\ &= h(\Lambda_{SNi}) \cdot C_{Insp,k} \end{aligned} \quad (2.23)$$

mit

$E[C_{Insp,SNi}]$ Erwartete Prüfkosten im Schädigungsniveau SNi ,

$C_{Insp,k}$ Kosten einer einzelnen Prüfung,

n_{Insp} Anzahl der durchzuführenden Prüfungen,

$h(\Lambda_{SNi})$ Näherungsfunktion für die Anzahl der Prüfungen als Funktion der Grenzwahrscheinlichkeit Λ_{SNi}

Mit zunehmender Grenzwahrscheinlichkeit Λ_{SNi} und damit zunehmender zulässiger Schädigungswahrscheinlichkeit würden die Prüfkosten sinken.

⁵ Die Anzahl der durchzuführenden Inspektionen wird im gesamten Text je für den Fall angenommen, dass jede Inspektion ohne Befund ist. Sobald eine Inspektion mit Befund auftritt, sind sofortige Maßnahmen notwendig und das gesamte Schädigungsmodell ist neu aufzustellen.

⁶ Etwaige Einflüsse aus Verzinsung und Inflation werden hierbei näherungsweise vernachlässigt.

Dies resultiert aus der Tatsache, dass mit der Zunahme der zulässigen Schädigungswahrscheinlichkeit $\Lambda_{S_{Ni}} = \Pr(S_{Ni})$ die Anzahl der während der projizierten Lebensdauer durchzuführenden Prüfungen sinkt (vgl. Bild 14) und für eine zulässige Schädigungswahrscheinlichkeit $\Pr(S_{Ni}) = 1$ keine einzige Prüfung durchzuführen sein würde; analog dazu steigt die Anzahl der durchzuführenden Prüfungen mit der Reduktion der zulässigen Schädigungswahrscheinlichkeit.

Dieser Zusammenhang ist durch eine Näherungsfunktion $h(\Lambda_{S_{Ni}})$ zu beschreiben, deren Entwicklung nebst möglichst guter Genauigkeit insbesondere die Abbildung der Randbedingungen erfordert. Für selbige gilt, dass die Prüfkosten für $\Lambda = 0$ gegen unendlich und für $\Lambda = 1$ gegen Null streben würden. Denn nur durch unendlich viele Prüfungen – und damit unendlich hohe Prüf- und Sanierungskosten – kann eine Schädigungswahrscheinlichkeit sicher ausgeschlossen werden, wohingegen bei einer Grenzwahrscheinlichkeit von 1 jeglicher Zustand akzeptabel wäre, somit keine Prüfungen durchzuführen wären und die Prüfkosten gleich Null wären.

Als Ansatz für $h(\Lambda_{S_{Ni}})$ ist die Annahme einer zu $\Lambda_{S_{Ni}}^{-\gamma}$ proportionalen Funktion sinnvoll, wobei γ eine Abklingkonstante darstellt. Damit kann die Tatsache, dass bei einer Schädigungswahrscheinlichkeit $\Pr(S_{Ni}) = 0$ theoretisch unendlich viele Inspektionen – und damit unendlich hohe Kosten – und bei einer Schädigungswahrscheinlichkeit $\Pr(S_{Ni}) = 1$ keine Inspektionen notwendig sind, abgebildet werden. Dabei sei zu erwähnen, dass die Funktion $h(\Lambda_{S_{Ni}})$ streng genommen für jedes Schädigungsmodell individuell zu ermitteln ist, dass dieses aber im Sinne einer einfachen und praktikablen Umsetzung nicht empfehlenswert scheint. Als Ansatz schreibt man

$$h(\Lambda_{S_{Ni}}) = \alpha \cdot \Lambda_{S_{Ni}}^{-\gamma} - \alpha = \alpha \cdot (\Lambda_{S_{Ni}}^{-\gamma} - 1) \tag{2.24}$$

mit

α, γ Parameter der abklingenden Funktion $h(\Lambda_{S_{Ni}}) = n_{\text{Insp}}$ der Anzahl der Inspektionen.

Die Parameter α und γ werden dabei so ermittelt, dass sich aus der bereits bekannten Anzahl Prüfungen für ein verwendetes Schädigungsmodell⁷ die Summe der Fehlerquadrate minimiert und

⁷ Als Beispiel für ein bereits verwendetes Schädigungsmodell wird hier jenes für die chloridinduzierte Bewehrungskorrosion verwendet; die Anzahl der durchzuführenden Inspektionen

damit eine möglichst gute Approximation der Anzahl der tatsächlich durchzuführenden Prüfungen ergibt.

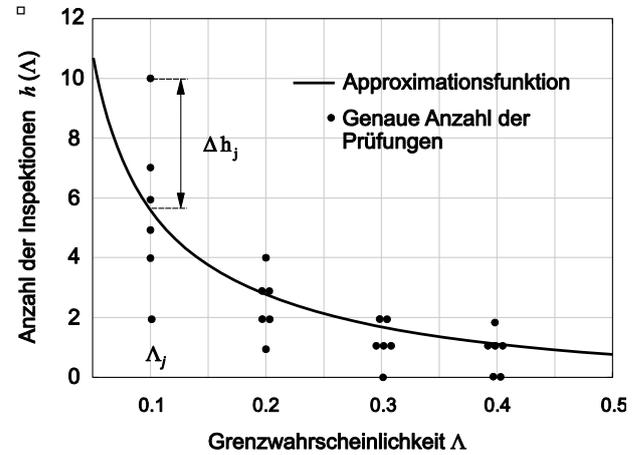


Bild 16: Genäherte und exakte Anzahl der Inspektionen als Funktion der Grenzwahrscheinlichkeit Λ

Als Kriterium zur Bestimmung der Näherungsfunktion wird die Minimierung der Fehlerquadrate verwendet:

$$\Sigma_{(F^2)} = \sum_j \Delta h_j^2 = \sum_j (n_j - h(\Lambda_j))^2 \rightarrow \min \tag{2.25}$$

mit

$\Sigma_{(F^2)}$ Summe der Fehlerquadrate,

Δh_j Fehler zwischen genauer Prüfanzahl und der genäherten bei Λ_j .

Durch Minimierung der Summe der Fehlerquadrate ermittelt sich der Exponent γ im Fall der Bewehrungskorrosion durch Chloridangriff zu 0,820, der Faktor α ergibt sich zu 1.0. Dadurch bestimmt sich die Funktion der während der projizierten Lebensdauer des Bauwerks durchzuführenden Anzahl Prüfungen gemäß Gleichung (2.24) zu

$$h(\Lambda) = \alpha \cdot (\Lambda^{-0.820} - 1) = \Lambda^{-0.820} - 1 \tag{2.26}$$

Sind für einzelne Schädigungen die Anzahl der Prüfungen genauer oder als stetige und differenzierbare Funktion von $\Lambda_{S_{Ni}}$ bekannt, kann die Abschätzung der Kosten für Prüfungen auch durch die bekannte Funktion erfolgen. Bild 16 zeigt den in Gleichung (2.25) angeschriebenen Fehler Δh_j

kann hierbei berechnet werden. Die Details zur Berechnung sind in Kapitel 2.7 beschrieben.

zwischen Approximationsfunktion $h(\Lambda_{SNi})$ und der Zahl n_j der tatsächlich durchzuführenden Prüfungen an der Stelle Λ_i , jeweils unter der Bedingung, dass aus den Prüfungen kein Befund hervorgeht.

Eine weitere Kostengruppe stellen diejenigen erwarteten Kosten dar, welche entstehen, würde eine Schädigung im Niveau SNi nicht entdeckt und damit die Schädigung voranschreiten und gegebenenfalls auf das nächsthöhere Schädigungsniveau $SN(i+1)$ springen. Dadurch entstehen höhere Reparatur- bzw. Instandsetzungskosten $C_{D,SN(i+1)}$. Die zugehörigen erwarteten Kosten ergeben sich – in Analogie zur Definition für Risiko (RACKWITZ 2006b), (STRAUB 2010a) – zum Produkt aus der Wahrscheinlichkeit $\Pr(\bar{I}_{SNi} | SNi)$, dass ein vorhandenes Schädigungsniveau SNi nicht entdeckt wird, und den damit verbundenen Folgekosten $C_{D,SN(i+1)}$ aus dem nächsthöheren Schädigungsniveau. Es gilt:

$$\begin{aligned} E[C_{D,\bar{I}}] &= \Pr(\bar{I}_{SNi} \cap SNi) C_{D,SN(i+1)} \\ &= \Pr(\bar{I}_{SNi} | SNi) \cdot \Pr(SNi) C_{D,SN(i+1)} \\ &= \Pr(\bar{I}_{SNi} | SNi) \cdot \Lambda_{SNi} \cdot C_{D,SN(i+1)} \end{aligned} \quad (2.27)$$

mit

$E[C_{D,\bar{I}}$ Erwartete Schadenskosten für das Schädigungsniveau SNi , wenn dieses nicht entdeckt und damit höhere Reparaturkosten anfallen (Reparaturkosten)

$\Pr(\bar{I}_{SNi} \cap SNi)$ Wahrscheinlichkeit, dass Schädigungsniveau SNi vorliegt, jedoch nicht entdeckt wird (= $1 - \Pr(I_{SNi} \cap SNi)$)

$\Pr(\bar{I}_{SNi} | SNi)$ Wahrscheinlichkeit, dass Schädigungsniveau SNi nicht entdeckt wird, wenn es tatsächlich vorliegt

$C_{D,SN(i+1)}$ Reparaturkosten, um das nächsthöhere Schädigungsniveau $SN(i+1)$ instandzusetzen

Damit ergibt sich die Gesamtbilanz der erwarteten Gesamtkosten $E[C_{ges,SNi}]$ zu:

$$\begin{aligned} E[C_{ges,SNi}] &= E[C_{D,I}] + E[C_{D,\bar{I}}] + E[C_{Insp}] \\ &= \Pr(I_{SNi} | SNi) \cdot \Lambda_{SNi} \cdot C_{D,SNi} \\ &\quad K + \Pr(\bar{I}_{SNi} | SNi) \cdot \Lambda_{SNi} \cdot C_{D,SN(i+1)} \\ &\quad K + n_{Insp} \cdot C_{Insp,k} \\ &= \Pr(I_{SNi} | SNi) \cdot \Lambda_{SNi} \cdot C_{D,SNi} \\ &\quad K + \Pr(\bar{I}_{SNi} | SNi) \cdot \Lambda_{SNi} \cdot C_{D,SN(i+1)} \\ &\quad K + h(\Lambda_{SNi}) \cdot C_{Insp,k} \end{aligned} \quad (2.28)$$

Durch Schätzung der im oberen Absatz beschriebenen Kosten bzw. der Funktion $h(\Lambda_{SNi})$ gemäß Gleichung (2.26) werden die erwarteten Gesamtkosten als Funktion von Λ_{SNi} geschrieben und anschließend deren Minima (siehe Bild 15) durch Variation der Grenzwahrscheinlichkeit Λ_{SNi} bestimmt. Mathematisch bedeutet das, dass jenes Argument Λ_{SNi} der Funktion $E[C_{ges}(\Lambda_{SNi})]$ gesucht wird, welches selbige minimiert:

$$\Lambda = \underset{\Lambda_{SNi}}{\text{arg min}} \left(E[C_{ges,SNi}(\Lambda_{SNi})] \right) \quad (2.29)$$

Für eine allgemein anwendbare Darstellung wird Gleichung (2.26) mittels Division durch die Kosten $C_{Insp,j}$ einer einzelnen Prüfung auf selbige normiert. Damit ist es möglich, die Optimierung aus Gleichung (2.29) mittels dimensionsloser Größen durchzuführen und nur mehr auf das Verhältnis aus Schädigungskosten und Prüfkosten zu beziehen. Die umgeschriebene Gleichung (2.29) lautet dann

$$\begin{aligned} \frac{E[C_{ges,SNi}]}{C_{Insp,k}} &= \\ &= \Lambda_{SNi} \cdot \left(\frac{\Pr(I_{SNi} | SNi) C_{D,SNi}}{C_{Insp,k}} + \frac{\Pr(\bar{I}_{SNi} | SNi) C_{D,SN(i+1)}}{C_{Insp,k}} \right) \\ &K + h(\Lambda_{SNi}) \\ &= \Lambda_{SNi} \cdot (\Pr(I_{SNi} | SNi) \cdot R_{SNi} + \Pr(\bar{I}_{SNi} | SNi) \cdot R_{SN(i+1)}) \\ &K + h(\Lambda_{SNi}) \\ &= \Lambda_{SNi} \cdot (\Pr(I_{SNi} | SNi) \cdot R_{SNi} + \Pr(\bar{I}_{SNi} | SNi) \cdot R_{SN(i+1)}) \\ &K + \alpha \cdot (\Lambda_{SNi}^{-\gamma} - 1) \rightarrow \min \end{aligned} \quad (2.30)$$

mit

R_{SNi} Relation zwischen den erwarteten Schadenskosten $C_{D,SNi}$ und den Prüfkosten $C_{Insp,k}$ einer Bauwerksprüfung

$R_{SN(i+1)}$ Relation zwischen den erwarteten Schadenskosten $C_{D,SN(i+1)}$ und Prüfkosten $C_{Insp,k}$ einer Bauwerksprüfung

$$\Lambda_{SNi} = \arg \min_{\Lambda_{SNi}} \frac{E[C_{ges,SNi}]}{C_{Insp,k}}$$

$$= \exp \left(\frac{-\ln \left(\frac{\Pr(I_{SNi} | SNi) \cdot R_{SNi} + \Pr(\bar{I}_{SNi} | SNi) \cdot R_{SN(i+1)}}{\gamma \cdot \alpha} \right)}{\gamma + 1} \right)$$

(2.31)

Hierbei stellt R_{SNi} die Relation zwischen den Schadenskosten $C_{D,SNi}$ gemäß Gleichung (2.22) und den Kosten $C_{insp,k}$ dar, und wird im folgenden Text als Aufwandfaktor R_{SNi} bezeichnet. Damit lässt sich Gleichung (2.29) ebenso neu formulieren und Λ_{SNi} gemäß der folgenden Vorschrift als Funktion des Aufwandfaktors R_{SNi} berechnen zu

Gleichung (2.31) liefert nun den Wert Λ_{SNi} , welcher den Erwartungswert der Gesamtkosten minimiert.

In Bild 17 wird der Einfluss des Verhältnisses R_{SNi} zwischen den Schadenskosten und den Kosten einer Prüfung im Falle der Nicht-Entdeckung exemplarisch anhand von vier Werten grafisch dargestellt.

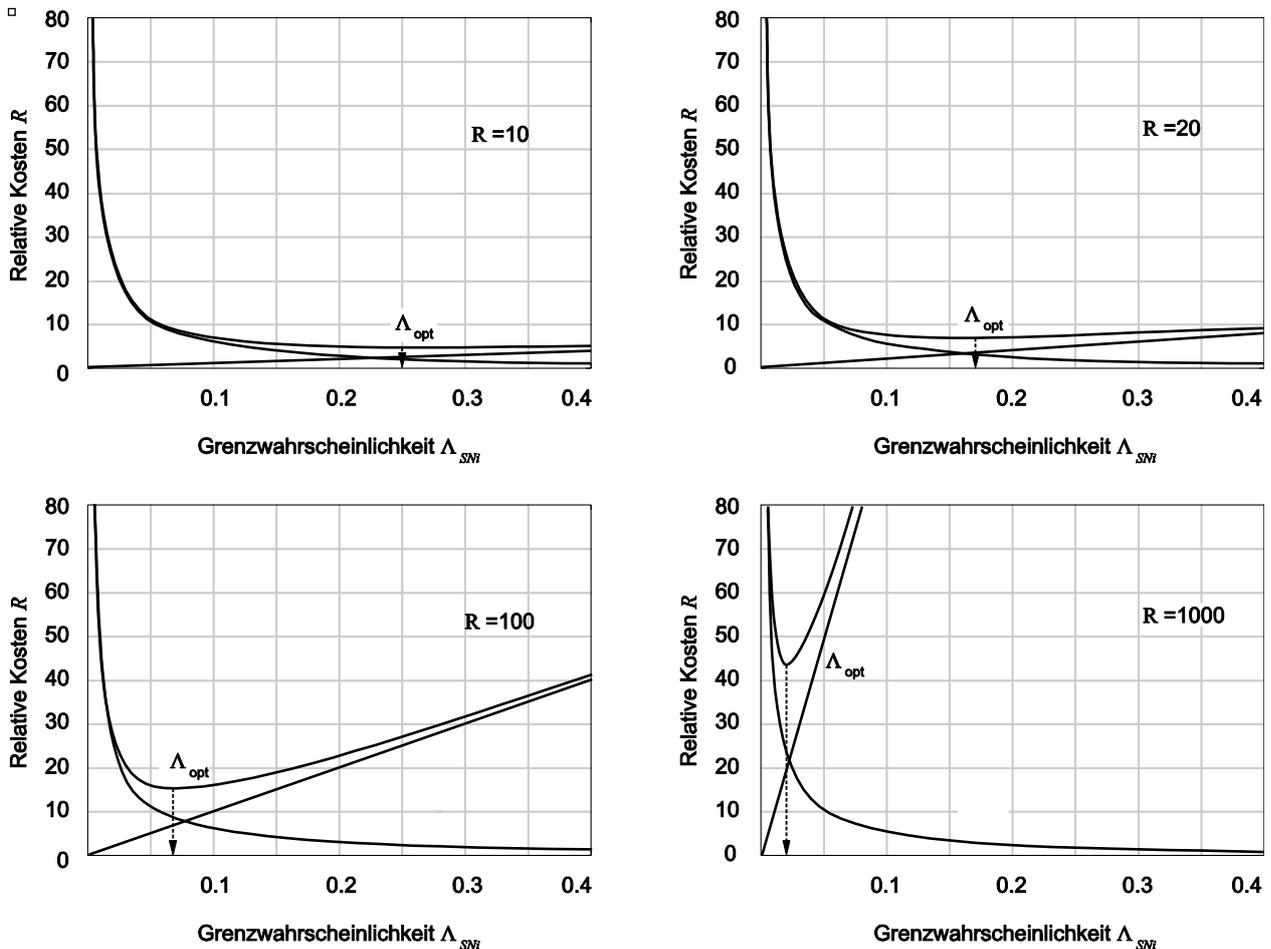


Bild 17: Der Einfluss R_{SNi} des Verhältnisses der erwarteten Schadenskosten zu den Kosten einer einzelnen Inspektion auf die Grenzwahrscheinlichkeit Λ_{SNi}

Sind für ein Bauwerk die in Gleichung (2.31) benötigten relativen Kosten R_{SNi} oder alternativ die Kosten einer einzelnen Inspektion und gleichzeitig die erwarteten Schädigungskosten bei Erreichen des Schädigungsniveaus SNi bekannt, ist die Ermittlung der Inspektionsintervalle bzw. der zulässigen Grenzwahrscheinlichkeit Λ_{SNi} einfach zu bestimmen. Für die anderen Fälle wird im folgenden Text eine Idee vorgeschlagen, die Grenzwahrscheinlichkeit zumindest näherungsweise zu ermitteln.

Dazu sollen Aufwandsfaktoren Θ_k eingeführt werden, welche durch Kombination miteinander eine Schätzung der Grenzwahrscheinlichkeit zulassen. Zu diesem Vorgehen besteht aktuell noch akuter Forschungsbedarf, dennoch wird diese Methode von den Verfassern langfristig als sinnvoll erachtet.

Kalibrierung der Grenzwahrscheinlichkeiten anhand der Schadensbewertung

Wie im vorigen Kapitel beschrieben, ist eine Ermittlung der Grenzwahrscheinlichkeiten nur unter Berücksichtigung der vielen einflussnehmenden Faktoren möglich, welche sich auf die Schadenskosten $C_{D,SNi}$ und die Prüfkosten $C_{Insp,k}$ auswirken.

Die Auswirkungen eines Schadens werden durch die Eingliederung des Bauteils in die verschiedenen Schädigungsniveaus, welche, in Anlehnung an die Zustandsbewertung für Ingenieurbauwerke, im vorliegenden Text von Null bis Vier bewertet werden, zumindest näherungsweise erfasst. Dabei stellt Null diejenige Klasse dar, in der – in Analogie zur RI-EBW-PRÜF (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) – keinerlei Schädigung zu erkennen ist, Vier hingegen diejenige, welche eine weitere Nutzung nicht mehr zulässt und sofortige Maßnahmen erfordert.

Zusätzlich zu dem Schadensniveau kann die Konsequenz eines Schadens aber auch von der Bedeutung des Bauwerks für das Verkehrssystem abhängen. Somit sollte bei der Einteilung der Bauteile auch dieser Aspekt durch eine Eingliederung des entsprechenden Bauwerks in Bedeutungsklassen erfolgen.

Ebenso sollte für die Abschätzung von $C_{Insp,k}$ eine Kategorisierung der einzelnen Prüfungen nach Aufwand geschehen. Als mögliche Varianten stehen beispielsweise die visuelle Bauwerksprüfung mit geringem Aufwand, oder eine zerstörungsfreie Prüfmethode, welche aufgrund der Kosten für Gerätschaften als deutlich teurer einzustufen ist, zur Auswahl. Ebenso sind zerstörende Prüfmethode denkbar, bei denen das Bauteil – zur Beurteilung seines Zustands –, zumindest lokal, geschädigt wird. Beispielsweise würde die Beobachtung von

Rissen im Beton ohne großen finanziellen Aufwand möglich sein, wohingegen die Erkennung einer Korrosionsinitiation zum Teil mit deutlich aufwändigeren Verfahren – wie z. B. Potenzialfeldmessung oder direktes Aufschließen der Betonoberfläche – zu bewältigen sein würde (siehe dazu z. B. HILLEMEIER et al. 1999).

Als weiterer wichtiger Faktor wird oft die Restlebensdauer des Bauwerks betrachtet. Trotzdem wird hier vorgeschlagen, diese nicht in die Berechnungen mit einfließen zu lassen. Die Begründung dafür ist, dass Bauwerke oft trotz Erreichen ihrer projektierten Lebensdauer weiter verwendet werden. Durch einen guten Unterhalt ist solches oft auch möglich und wirtschaftlich sinnvoll. In Fällen, in denen ein Bauwerk zu einem bekannten Zeitpunkt definitiv abgerissen wird, kann nach Ermessen des Bauwerkprüfers auf Prüfungen verzichtet werden. Die in Kapitel 2.6 vorgestellte Methode lässt dem Bauwerksprüfer diese Flexibilität.

Um den oben genannten Aspekten Ausdruck zu verleihen, werden Aufwandsfaktoren Θ_k eingeführt, welche mittels Produktansatz $\prod_k \Theta_k$ miteinander verknüpft werden, um den Faktor $R_{SNi} \approx \prod_k \Theta_k$ aus Gleichung (2.30) zu ersetzen. Wie oben beschrieben, müssen zur Schätzung der für ein Schädigungsniveau SNi erwarteten bezogenen Schadenskosten R_{SNi} die folgenden Parameter Einfluss nehmen können:

- Faktor für die Bedeutung des Bauwerks für die Umgebung und den umliegenden Verkehr, Θ_B
- Faktor für das Schädigungsniveau SNi , Θ_{SN}
- Faktor für den Aufwand einer der Inspektion, $1 / \Theta_{Insp}$

Damit können die kalibrierten erwarteten bezogenen Schadenskosten geschätzt werden zu

$$R_{SNi} \approx \prod_k \Theta_k = \frac{\Theta_B \cdot \Theta_{SN}}{\Theta_{Insp}} \quad (2.32)$$

mit

Θ_k Aufwandsfaktoren zur Schätzung der bezogenen erwarteten Kosten

Auf gleich Art und Weise kann die Kostenrelation $R_{SN(i+1)}$ bestimmt werden. Dieser Faktor wird sich gegenüber R_{SNi} vergrößern, da die Reparaturkosten für das nächsthöhere Schädigungsniveau in der Regel höher sind, als die im Niveau SNi .

Als Näherung können die in Gleichung (2.32) bestimmten Kostenrelationen R_{SNi} und $R_{SN(i+1)}$ in Gleichung (2.31) eingesetzt werden.

Da die obigen Faktoren im Rahmen dieses Projektes nicht bestimmt werden können, wird hier auf eine Beispielrechnung verzichtet.

2.4.3 Ermittlung der Grenzwahrscheinlichkeit für die Bewertung der Standsicherheit

Im Gegensatz zum vorigen Kapitel kann die Ermittlung der optimalen Grenzwahrscheinlichkeit Λ_{SNi} für die Bewertung der Standsicherheit nicht ausschließlich über Kostenoptimierung bestimmt werden, da die entsprechenden Normen (DIN 1055-100 (2001-03)) für Bauwerke ein gewisses Mindestsicherheitsniveau definieren, welches im Tragsicherheitsnachweis erfüllt sein muss. Dies bedeutet auch, dass, im Gegensatz zu der Grenzwahrscheinlichkeit für die Bewertung der Dauerhaftigkeit, bei Erreichen der Grenzwahrscheinlichkeit für die Bewertung der Standsicherheit unbedingt geprüft werden muss (dies wird in Kapitel 2.6 nochmals erwähnt). Dabei sei zu erwähnen, dass die Werte aus den Normen ebenfalls über Optimierungsalgorithmen ermittelt wurden (RACKWITZ 2001), (JCSS 2001), bei denen gesellschaftliche Aspekte mit eingebracht wurden⁸.

Das Gefährdungsniveau ist in der Norm (z. B. DIN 1055-100 (2001-03)) durch eine maximale obere Schranke begrenzt ist. Der einzuhaltende Zuverlässigkeitsindex β wird dabei für die Fälle Standsicherheit, Ermüdung und Gebrauchstauglichkeit angegeben. Tab. 4 stellt den geforderten Zuverlässigkeitsindex β_{\min} sowie die korrespondierende Schädigungswahrscheinlichkeit für einen Bezugszeitraum von einem bzw. 50 Jahren dar.

Grenz Zustand		Zeitraum	
		1 Jahr	50 Jahre
Tragfähigkeit	β	$\geq 4,7$	$\geq 3,8$
	$\Pr(F)$	$\leq 1,3 \cdot 10^{-6}$	$\leq 7,2 \cdot 10^{-4}$
Ermüdung	β	-	$\geq [1,5 ; 3,0]$
	$\Pr(F)$	-	$\leq [6,7 \cdot 10^{-2}; 1,3 \cdot 10^{-3}]$
Gebrauchstauglichkeit	β	$\geq 3,0$	$\geq 1,5$
	$\Pr(F)$	$\leq 1,3 \cdot 10^{-3}$	$\leq 6,7 \cdot 10^{-2}$

Tab. 4: Geforderter Zuverlässigkeitsindex β und Schädigungswahrscheinlichkeit $\Pr(F)$ für die verschiedenen Grenzzustände (nach DIN 1055-100 (2001-03))

⁸ Die zu erzielende Zuverlässigkeit wird letztlich auch über eine Kostenoptimierung gewonnen, bei der die Kosten pro gerettetes Leben als ökonomisches Äquivalent bewertet werden.

Dabei lässt sich der Zuverlässigkeitsindex β direkt in die zugehörige Schädigungswahrscheinlichkeit $\Pr(SNi)$ eines Bauwerks über die kumulierte Standardnormalverteilung $\Phi(\dots)$ gemäß der folgenden Gleichung (2.33) überführen:

$$\Pr(SNi) = \Phi(-\beta_{SNi}) \quad (2.33)$$

mit

$\Pr(SNi)$ Wahrscheinlichkeit eines i -ten Schädigungsniveaus SNi

$\Phi(\dots)$ Kumulierte Standardnormalverteilungsdichte

β_{SNi} Zuverlässigkeitsindex im Schädigungsniveau SNi

Bild 18 zeigt grafisch den in Gleichung (2.33) beschriebenen Zusammenhang auf logarithmisch skalierten Ordinaten.

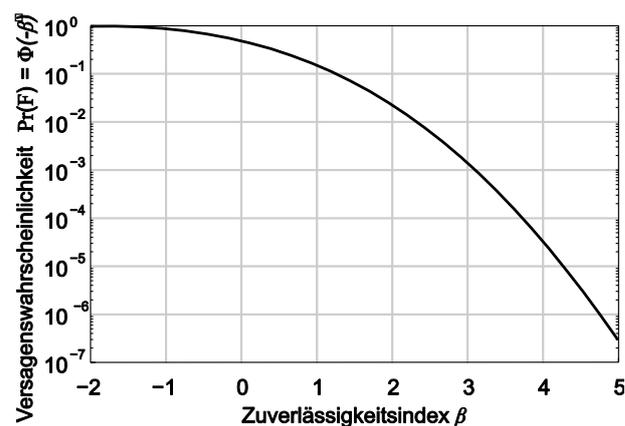


Bild 18: Zusammenhang zwischen Zuverlässigkeitsindex β und der Versagens- bzw. Schädigungswahrscheinlichkeit $\Pr(D)$

Es wird darauf hingewiesen, dass auch die geforderten Zuverlässigkeitsindizes in der Norm letztlich aus einer gesellschaftlichen Optimierung ermittelt werden (siehe auch (JCSS 2001), (RACKWITZ 2001)). Daraus folgt, dass auch hier die Kosten für die Bereitstellung der Sicherheit eingehen sollten, analog der Betrachtungen für die Schadensniveaus der Dauerhaftigkeit. Dies führt dazu, dass für bestehende Bauwerke in der Regel geringere Sicherheiten gefordert werden sollten (JCSS 2001). Diese Überlegungen gehen zurzeit in die Erarbeitung von Normen für bestehende Bauwerke ein, wo eine Reduktion der Sicherheitsbeiwerte gegenüber dem Neubau diskutiert wird. Würde diesen Überlegungen gefolgt, so reduziert sich die Anforderung an die Tragsicherheit von Brücken. So folgt etwa aus dem JCSS Model Code eine

geforderte Zuverlässigkeit von $\beta = 4,2$ bezogen auf ein Jahr (entsprechend $\Pr(F_S) \leq 10^{-5}$).

Will man sich hingegen ausschließlich an den zurzeit geltenden DIN-Normen orientieren so muss bei der Bewertung des Bauwerks und der Ermittlung der Grenzwahrscheinlichkeit Λ_{SNi} für Standsicherheit für die Tragsicherheit des gesamten Bauwerks jeweils das von der Norm geforderte Sicherheitsniveau $\Pr(F_S) \leq 1,3 \cdot 10^{-6}$ gemäß Tab. 4 eingehalten werden.

Um für ein Bauteil die maximal zulässige Grenzwahrscheinlichkeit in jedem Schädigungsniveau SNi berechnen zu können, ist eine Versagenswahrscheinlichkeit $\Pr(F_S | SNi)$ des Gesamtsystems, gegeben Schädigungsniveau SNi am Bauteil, zu ermitteln. Nach Eingliederung der Schädigung z in die verschiedenen Schädigungsniveaus SNi (siehe Kapitel 2.2) kann $\Pr(F_S | SNi)$ berechnet werden.

Da die Schädigung eines Betonbrückenbauwerks größtenteils durch die Schädigung der Bewehrung durch Korrosion gegeben ist (SCHIEßL, MAYER 2007), wird die Schädigungswahrscheinlichkeit $\Pr(F_S | SNi)$ und die Grenzwahrscheinlichkeit anhand eines Beispiels zur Korrosion ermittelt. Dabei werden die Anhaltswerte nach (POMMERENING et al. 2008b) (siehe Kapitel 3) für die Eingliederung in die Schädigungsniveaus der Bewertung der Standsicherheit verwendet. Hier wird davon ausgegangen, dass die Abrostung z des Stahlquerschnitts als $z_{SNi} = [0,5 \% | 2 \% | 10 \% | 20 \%]$ für die Schädigungsniveaus $SN1$ bis $SN4$ gegeben ist.

Die Wahrscheinlichkeit $\Pr(F_S \cap SNi)$, dass ein Tragsystem seine Tragsicherheit aufgrund der Schädigung im Schädigungsniveau SNi einbüßen würde, berechnet sich aus dem Satz der bedingten Wahrscheinlichkeit zu

$$\begin{aligned} \Pr(F_S \cap SNi) &= \Pr(F_S | SNi) \cdot \Pr(SNi) \\ &= \Pr(F_S | SNi) \cdot \Lambda_{SNi} \end{aligned} \quad (2.34)$$

mit

$\Pr(F_S \cap SNi)$ Wahrscheinlichkeit des Systemversagens aufgrund des Schädigungsniveaus SNi

$\Pr(F_S | SNi)$ Wahrscheinlichkeit des Systemversagens wenn das Schädigungsniveau SNi erreicht ist

$\Pr(SNi)$ Wahrscheinlichkeit, dass Schädigungsniveau SNi erreicht wird

Die gemeinsame Wahrscheinlichkeit $\Pr(F_S \cap SNi)$ eines Systemversagens F_S und des Schädigungsniveaus SNi darf dabei nie den Wert der maximal zulässigen Schädigungswahrscheinlichkeit für das Bauwerk überschreiten. Somit kann durch Umformen von Gleichung (2.34) für jedes Schädigungsniveau SNi die maximal zulässige, auf den Zeitraum von 50 Jahren bezogene, Schädigungswahrscheinlichkeit $\Pr(SNi)_{\max}$ berechnet werden zu⁹

$$\begin{aligned} \Lambda_{SNi} \leq \Pr(SNi)_{\max} &= \frac{\Pr(F_S \cap SNi)_{\max}}{\Pr(F_S | SNi)} \\ &\leq \frac{\text{max. akzeptable Schädigungswahrscheinlichkeit}}{\Pr(F_S | SNi)} \end{aligned} \quad (2.35)$$

Das nachfolgende Beispiel erläutert anhand von (BRAML, KEUSER 2009) ermittelter Schädigungswahrscheinlichkeiten für Bewehrungskorrosion die Ermittlung der zulässigen Schädigungswahrscheinlichkeit $\Lambda_{SNi} = \Pr(SNi)$ im Schädigungsniveau SNi gemäß Gleichung (2.35). Im genannten Aufsatz wird anhand einer abrostenden Bewehrung der Zuverlässigkeitsindex β der Tragstruktur bezogen auf 50 Jahre auf der x-Achse des abgerosteten Stahlquerschnitts berechnet. Durch Einführung der Schädigungsniveaus SNi durch die Definition der verschiedenen Querschnittsabrostungen Z_{SNi} lässt sich dieser Zuverlässigkeitsindex gemäß Gleichung (2.33) in eine äquivalente zulässige Schädigungswahrscheinlichkeit $\Pr(F_S | SNi)$ überführen. Dabei ist mit zunehmendem Schädigungsniveau von einer Zunahme der Systemversagenswahrscheinlichkeit $\Pr(F_S | SNi)$ auszugehen. Bild 19 zeigt, basierend auf (BRAML, KEUSER 2009) die Wahrscheinlichkeit $\Pr(F_S | SNi)$ eines Systemversagens, gegeben Schädigungsniveau SNi .

⁹ Aufgrund der Literaturquelle BRAML, KEUSER 2009 wird hier die Schädigungswahrscheinlichkeit für den Bezugszeitraum von 50 Jahren verwendet.

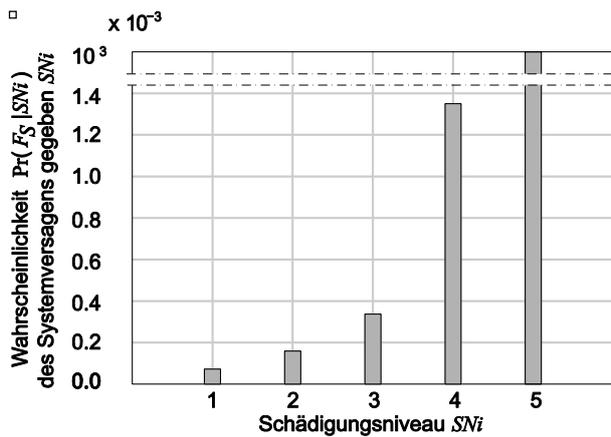


Bild 19: Wahrscheinlichkeit $\Pr(F_S | SN_i)$ eines Systemversagens F_S , gegeben ein Schädigungsniveau SN_i . (auf Basis von BRAML, KEUSER 2009)

Für das vorliegende Beispiel aus Bild 19 berechnet sich die auf ein Schädigungsniveau bedingte Wahrscheinlichkeit auf Grundlage (BRAML, KEUSER 2009) zu $\Pr(F_S | SN_i) = [0,7,23 \cdot 10^{-5} | 1,59 \cdot 10^{-4} | 3,37 \cdot 10^{-4} | 1,35 \cdot 10^{-3} | 1,0]$ und damit mittels Gleichung (2.35)

$$\Lambda_{SN_i} = \frac{\Pr(F_S \cap SN_i)_{\max}}{\Pr(F_S | SN_i)} = \frac{7,2 \cdot 10^{-5}}{\Pr(F_S | SN_i)}$$

$$= [1,0 | 0,455 | 0,215 | 0,0545 | 2 \cdot 10^{-5}]$$

(2.36)

was in Bild 20 dargestellt wird.

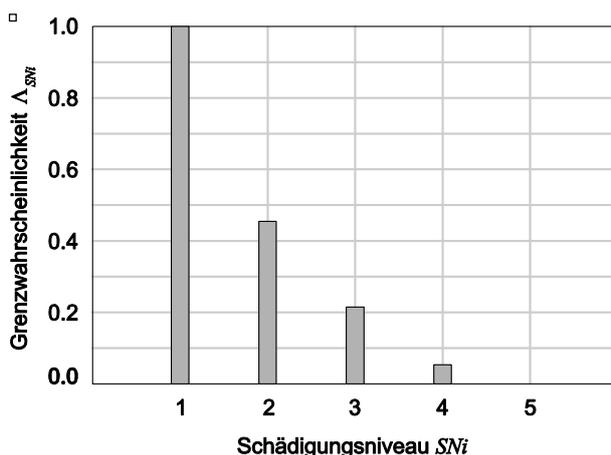


Bild 20: Darstellung der Grenzwahrscheinlichkeit Λ_{SN_i} . (auf Basis von BRAML, KEUSER 2009)

Zu beachten sei hierbei, dass Schädigungen der Schädigungsniveaus SN_1 und SN_2 nur die Standsicherheit des Bauteils, nicht aber die des Gesamtbauwerks beeinträchtigen können, diejenigen der Niveaus SN_3 bis SN_5 hingegen die Tragfähigkeit des Gesamtbauwerks sehr wohl beeinflussen. So folgert sich, dass die Grenzwahr-

scheinlichkeit Λ_{SN_i} für die Schädigungsniveaus SN_1 und SN_2 jeweils als Vorschläge zu bewerten sind, welche nicht zwingend eingehalten werden müssen. Die Ermittlung des optimalen Prüftermins kann sich dann auch aus der Kostenoptimierung der Dauerhaftigkeitsbetrachtung ergeben. Für die Schädigungsniveaus SN_3 bis SN_5 sind die Prüftermine in jedem Fall einzuhalten, auch wenn sich durch die Dauerhaftigkeitsbetrachtung andere Inspektionszeitpunkte ergeben würden, da diese Schädigungsniveaus schon direkten Einfluss auf die Standsicherheit des Bauwerks nehmen.

2.4.4 Ermittlung der Grenzwahrscheinlichkeit für die Bewertung der Verkehrssicherheit

Ein Bauwerk gilt als verkehrssicher, wenn seine Nutzer zu keiner Zeit durch mangelhaften Zustand des Bauwerks in Gefahr gebracht werden. Die Beeinträchtigung der Verkehrssicherheit ist demnach nur mit einer sehr kleinen Wahrscheinlichkeit, ähnlich der Standsicherheit, zu tolerieren. Die Grenzwahrscheinlichkeiten für die Verkehrssicherheit sollten in ähnlicher Form wie für die Standsicherheit aus übergeordneten Richtlinien zur Verkehrssicherheit abgeleitet werden. Allerdings war eine Einordnung der unterschiedlichen Verkehrssicherheitsniveaus in Wahrscheinlichkeiten einer Verkehrsbeeinträchtigung (Personenschäden) und die Definition einer maximalen akzeptablen Wahrscheinlichkeit der Verkehrsbeeinträchtigung (analoges Vorgehen zur Standsicherheit) im Rahmen dieses Forschungsprojekts nicht möglich. Hierzu besteht noch weiterer Forschungsbedarf.

2.5 Ermittlung der Prüftermine

Durch Gegenüberstellung der Wahrscheinlichkeiten eines bestimmten Schadensniveaus (gemäß Kapitel 2.3) mit den zugehörigen Grenzwahrscheinlichkeiten (gemäß Kapitel 2.4) lassen sich für jeden Schaden mehrere Prüftermine ermitteln (siehe Bild 21).

Dabei ist grundsätzlich zwischen Stand- und Verkehrssicherheitsschäden und Dauerhaftigkeitsschäden zu unterscheiden. Da bei Stand- und Verkehrssicherheitsschäden das Produkt der Grenzwahrscheinlichkeit und der Versagenswahrscheinlichkeit des zugehörigen Schadens stets auf die gleiche geforderte Zuverlässigkeit normiert ist, liegt allen Prüfterminen (unabhängig vom Schadensniveau) die gleiche Priorität zu Grunde. Somit sind Stand- und Verkehrssicherheitsschäden bei prognostiziertem Erreichen der Grenzwahrscheinlichkeit, unabhängig vom Schädigungsniveau immer zu prüfen.

Schädigungswahrscheinlichkeit / Grenzwahrscheinlichkeit

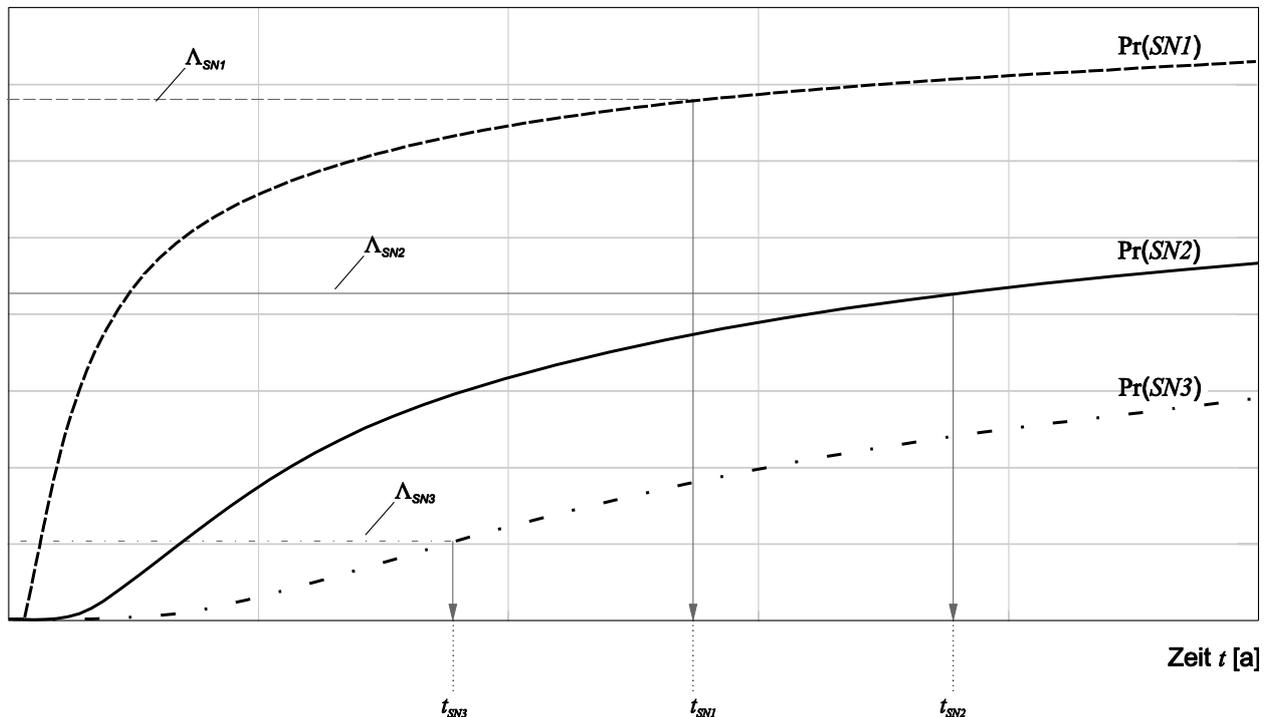


Bild 21: Ermittlung der Prüfintervalle durch Gegenüberstellung der Wahrscheinlichkeiten und der Grenzwahrscheinlichkeiten eines Schadens

Dabei wird der zeitlich zuerst auftretende Prüftermin maßgebend. Die Verwendung mehrerer Schädigungsniveaus erleichtert dabei auch die Interpretation: Es ist davon auszugehen, dass es bei der Einschätzung des tatsächlichen Standsicherheitszustandes bei Schädigungsniveaus vier oder fünf wegen den geringen Wahrscheinlichkeiten zu Schwierigkeiten bei der Interpretation kommt. Niedrige Schädigungsniveaus mit sehr hohen Wahrscheinlichkeiten sind besser geeignet, den tatsächlichen Zustand abzubilden. Da bei der Ermittlung der Grenzwahrscheinlichkeiten für die unterschiedlichen Dauerhaftigkeitsniveaus, jeweils eine separate Optimierung für jedes Dauerhaftigkeitsniveau durchgeführt wird, geben die unterschiedlichen Prüfzeitpunkte jeweils auch nur den optimalen Prüfzeitpunkt zur Entdeckung des jeweiligen Dauerhaftigkeitsniveaus an. Deswegen ist bei den Prüfterminen, welche sich aus den Optimierungsüberlegungen gemäß Kapitel 2.4.2 für die Dauerhaftigkeit ergeben, stets zu berücksichtigen, welches Schädigungsniveau geprüft werden soll. Dies bedeutet, dass je nach „Kenntnisbedarf“ nur an Prüfterminen, ab einem gewählten Dauerhaftigkeitsniveau geprüft werden muss. Der Vorteil dieser Herangehensweise wird beim Vergleich unterschiedlicher Erhaltungskonzepte klar. So werden in (HAARDT 2002) verschiedene Erhaltungstrategien vorgeschlagen:

- regelmäßige Durchführung kleinerer Instandsetzungsmaßnahmen,
- seltene Durchführung großer Instandsetzungsmaßnahmen,
- Kombination aus obengenannten Strategien,
- Nichtstun.

Falls das Erhaltungskonzept des betrachteten Bauwerks regelmäßige Durchführung kleinerer Instandsetzungsmaßnahmen vorsieht, ist es von großem Interesse, über das Auftreten eines Schadens frühzeitig Kenntnis zu haben, um zeitnah instandzusetzen. Wohingegen im Falle der Strategie „Nichtstun“, die Kenntnis niedriger Dauerhaftigkeitsniveaus ohnehin keine Maßnahmen zu Folge hat und deshalb den Verzicht auf Prüfungen niedriger Dauerhaftigkeitsniveaus rechtfertigt. Die unterschiedlichen Schädigungsniveaus stellen im Prinzip die konsequente Erweiterung der optimalen Erhaltungsstrategie auf die Bauwerksprüfung dar. Die Ermittlung der optimalen Erhaltungsstrategie basiert zwar größtenteils auf den gleichen Annahmen wie die Optimierung der jeweiligen Dauerhaftigkeitsniveaus, muss aber separat durchgeführt werden und ist nicht Teil dieses Forschungsprojekts. Zur Erhaltungsoptimierung wird auf zahlreiche Veröffentlichungen verwiesen (z. B. KONG, FRANGOPOL 2003; HAARDT 2002; HOLST 2005).

Durch das gewählte Vorgehen bei der Betrachtung der Dauerhaftigkeit bietet sich, analog zur Erhaltung, die Möglichkeit von Maßnahmenbündelungen an. Durch die Gemeinsame Durchführung mehrerer Inspektionen ergibt sich erhebliches Einsparpotenzial (Verkehrslenkung, Zugangstechnik). Von Vorschlägen zur optimalen Bündelung verschiedener Prüfungen, auf Grundlage diverser Dauerhaftigkeitsniveaus, wird zum derzeitigen Entwicklungsstand der „Zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung“ Abstand genommen, da hierfür notwendige Randbedingungen und Erfahrungen noch nicht vorhanden sind. Es wird empfohlen dem zuständigen Bauwerksprüfer, unter Berücksichtigung des vorhandenen Budgets und den verfügbaren Personal- und Gerätesressourcen die Möglichkeiten der Prüfungs-Bündelung offen zu lassen. Auch sollte dem Baulastträger die Möglichkeit gegeben werden, bei absehbarem Ende der Nutzungsdauer eines Bauwerks, auf Inspektionen, betreffend die Dauerhaftigkeit, zu verzichten. Dies betrifft ausdrücklich nicht Prüfungen die sich aus Prognosen der Standsicherheit und Verkehrssicherheit ergeben, da diese zu jeder Zeit gewährleistet sein müssen.

Ein erster Schritt um alle Prüfungen, bezogen auf Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit zu bündeln, stellen feste Prüfintervalle Δt

dar. Dies bedeutet, dass zum Zeitpunkt t alle Schäden geprüft werden müssen, deren Grenzwahrscheinlichkeit (gemäß obenstehender Erläuterungen) in der Zeit bis $t + \Delta t$ erreicht werden. Somit wird sichergestellt, dass jeder Schaden spätestens beim Erreichen der Grenzwahrscheinlichkeit geprüft wird. Es ergeben sich feste Intervalle mit variablem Prüfumfang (siehe Bild 22).

Bei der Wahl der Intervalllänge ist zwischen kurzen Intervallen, welche viele kleine Prüfungen nach sich ziehen und langen Intervallen, welche zu großen Prüfumfängen führen, abzuwägen. Hierzu wäre wiederum eine Optimierungsberechnung denkbar, wofür allerdings sämtliche Schädigungsmodelle und Eingangsgrößen für die Berechnungen der Grenzwahrscheinlichkeiten gegeben sein müssten. Durch die im Bundesfernstraßengesetz (FStrG) geforderte Sicherstellung von Sicherheit und Ordnung, welche durch die anerkannten Regeln der Technik konkretisiert wird (BMV 1997) sind die in DIN 1076 (DIN 1076 (1999-11)) festgeschriebenen Prüfzyklen rechtlich bindend und werden auch im Zuge dieses Forschungsprojektes beibehalten. Inwiefern eine Optimierung für jedes Bauwerk bzw. pauschale Aussagen für den gesamten Bauwerksbestand möglich sind, sollte Inhalt weiterer Forschungen sein.

Schädigungswahrscheinlichkeit/ Grenzwahrscheinlichkeit

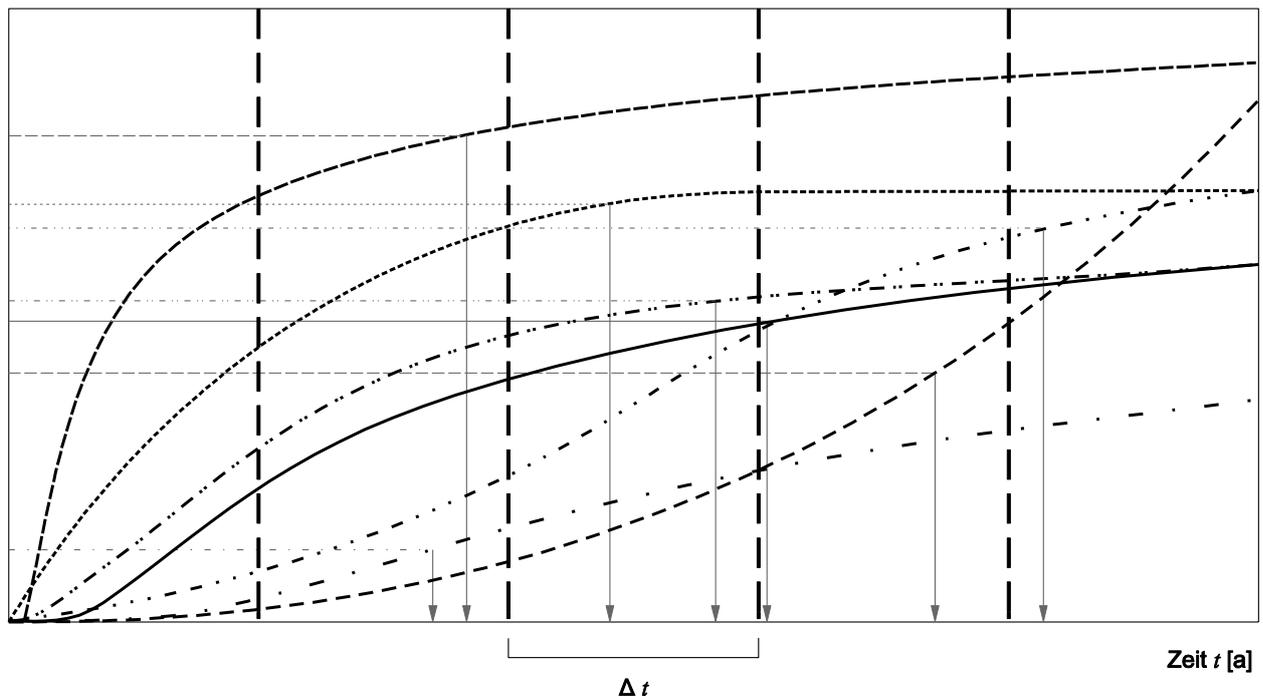


Bild 22: Prüfumfang für feste Prüfintervalle

2.6 Interaktionen zwischen den Schäden

Da an einem Bauteil bzw. an einer Brücke meist mehrere Schädigungen gleichzeitig auftreten und einander beeinflussen können, müssen die Interaktionen zwischen den Schäden berücksichtigt werden. Es ist zwischen drei verschiedenen Arten der Schadensinteraktion zu unterscheiden:

- Kumulative Interaktionen,
- Direkte Interaktionen,
- Interaktionen der Prüfung.

Während durch die kumulative Interaktionen das additive Zusammenwirken mehrerer Schädigungsmechanismen im Bezug auf die Schadensfolge behandelt wird, wird mittels der direkten Interaktion der direkte Einfluss eines Schadens auf einen anderen abgebildet. Durch die Interaktion der Prüfung sollte berücksichtigt werden, dass es sinnvoll sein kann einen Schaden bereits vor Erreichen der zugehörigen Grenzwahrscheinlichkeit zu prüfen, wenn wegen eines anderen Schadens bereits eine Bauwerksprüfung durchgeführt werden muss, welche mit geringem Mehraufwand auf die besagte Schädigung erweitert werden kann.

2.6.1 Kumulative Interaktionen

Unter der kumulativen Interaktion wird diejenige Interaktion verstanden, bei der sich zwei verschiedene Schädigungsmechanismen zu einem gemeinsamen Schädigungsniveau addieren, weil sie denselben Effekt aufweisen und das Bauwerk auf die gleiche Art und Weise schwächen. Vergleicht man die beiden Schädigungsmechanismen, welche jeweils in ein Schädigungsniveau SN_i eingegliedert werden können, miteinander, soll die gemeinsame Note bzw. das gemeinsame Schädigungsniveau bestimmt werden. Am Beispiel der Korrosion und Ermüdung von Betonstahl soll anschließend das grundsätzliche Vorgehen zur Ermittlung derselben kurz erläutert werden.

Dabei ist von größter Bedeutung, in wie weit sich die beiden Schädigungsmechanismen akkumulieren und wie daraus der Gesamtschaden zu erfassen und zu bewerten ist. Hat ein Betonstahl bereits 10 % seiner Querschnittsfläche aufgrund Korrosion eingebüßt und beträgt die aufgrund Ermüdung verlorene Stahlquerschnittsfläche ebenso weitere 10 % der Ausgangsfläche des Gesamtquerschnitts, sind die beiden Schädigungen zu addieren und es ergäbe sich eine kumulierte Schwächung von 20 % der Ausgangsquerschnittsfläche und damit nur noch ein zu 80 % ausnutzbarer Stahlquerschnitt.

Gemäß der Benotung aus der RI-EBW-PRÜF (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) muss es nun gelingen, den Bewehrungsstahl unter Korrosionsschädigung einerseits, und unter Ermüdungsbeanspruchung andererseits, zu bewerten. Dazu ist es wichtig, zu definieren, auf welchem Schädigungsniveau SN_i sich das Bauteil befindet, sind sowohl Korrosions- als auch Ermüdungsschädigungen zu erwarten, und damit für beide je eine Schadensbewertung SN_{i_K} und SN_{i_E} vorhanden.

Die folgende Bewertung dient lediglich als Beispiel zur Erläuterung und basiert rein auf Ingenieurverständnis.

Können im Fall der Abrostung die Schädigungsniveaus $SN1$ bis $SN5$ erreicht werden, befindet sich ein ermüdungsgefährdeter Stahl entweder im $SN0$ oder im $SN4$ (siehe dazu Kapitel 3). Wenn die Bewertung der Ermüdung sich auf Schadensniveau $SN0_E$ befindet, dann wird die Bewertung des Gesamtschadens durch die Korrosion bestimmt. Für den Fall $SN4_E$ ergäbe sich die Gesamtbewertung beispielhaft zu $SN_i = [4,4,4,5,5]$. Die gesamten Kombinationsmöglichkeiten sind in Tab. 5 nochmals zusammengefasst. Auf analoge Art und Weise können auch mehrere verschiedene Schäden miteinander kombiniert und das gemeinsame Resultat gewonnen werden. Dabei gilt, zu beachten, dass die Kombination verschiedener Schädigungsniveaus zu einem Gesamtschädigungsniveau nicht trivial ist.

		Bewertung für Korrosion				
		1	2	3	4	5
Bewertung für Ermüdung	0	1	2	3	4	5
	4	4	4	4	5	5

Tab. 5: Gesamtschädigungsniveau in Abhängigkeit der Einzelschädigungsniveaus zweier Schädigungsmechanismen für die Bewertung der Standsicherheit

Ist es gelungen, die Interaktion der beiden Schädigungen in ein Gesamtergebnis zu kombinieren, ist es zudem erforderlich, die einzelnen möglichen Gesamtschädigungsniveaus mit zugehörigen Wahrscheinlichkeiten zu belegen. Dabei ist zu beachten, dass hier die unter Kapitel 2.3 berechneten Wahrscheinlichkeiten der Schädigungsniveaus nun nichtmehr in ihrer kumulierten Gestalt verwendet werden können. Nun ist es erforderlich, die Wahrscheinlichkeiten zu berechnen, dass eine Schädigung genau in dem gesuchten Schädigungsniveau liegt. Beispielsweise liegt ein Schaden, der mit $SN3$ bewertet wird, auch in $SN0$, $SN1$ und $SN2$. Man berechnet dann die Wahr-

scheinlichkeit $\Pr(SN(\Delta i))$, dass sich ein Schaden genau im Schädigungsniveau SNi befindet, zu $\Pr(SN(\Delta i)) = \Pr(SNi) - \Pr(SNi - 1)$.

Sind die Δ -Wahrscheinlichkeiten ermittelt, kann die Wahrscheinlichkeit eines jeden Schädigungsniveaus des gemeinsamen Schadens berechnet werden. Für das gemeinsame Schädigungsniveau SNi müssen alle Kombinationen, welche die Gesamtbewertung SNi ergeben, aus der Matrix aus Tab. 5 entnommen und dann deren Auftretenswahrscheinlichkeit ermittelt werden. Für die Gesamtbewertung $SN5$ gibt es beispielsweise drei Kombinationen, welche in Tab. 5 in hellgrauer Farbe markiert sind. Die Wahrscheinlichkeit des Ereignisses der Gesamtschadensbewertung $SN5$ berechnet sich damit zur Vereinigungsmenge der drei grauhinterlegten Kombinationen zu

$$\Pr(SN\Delta 5) = \Pr(\{SN\ 5_K \cap SN\Delta 0_E\} \cup \{SN\Delta 4_K \cap SN\ 5_E\} \cup \{SN\Delta 5_K \cap SN\Delta 4_E\}) \quad (2.37)$$

mit

$\Pr(SN\Delta 5)$	Wahrscheinlichkeit des gemeinsamen Zustands $SN\Delta 5$
SNi_E	Bewertung SNi bei Ermüdung
SNi_K	Bewertung SNi bei Korrosion

Die Wahrscheinlichkeit $\Pr(SN\Delta 4)$ einer Bewertung mit $SN\Delta 4$ ist dagegen etwas aufwändiger zu ermitteln. Hierbei müssen alle Kombinationen beachtet werden, welche in Summe die Bewertung $SN4$ erhalten würden.

$$\Pr(SN\Delta 4) = \Pr(\{SN\Delta 4_E \cap SN\Delta 1_K\} \cup \{SN\Delta 4_E \cap SN\Delta 2_K\} \cup \{SN\Delta 4_E \cap SN\Delta 3_K\} \cup \{SN\Delta 0_E \cap SN\Delta 4_K\}) \quad (2.38)$$

In Analogie zum oben beschriebenen Vorgehen berechnen sich die Wahrscheinlichkeiten dann für alle möglichen gemeinsamen Schadensbewertungen $SN\Delta i$ auf gleiche Art und Weise. Für mehrere mögliche Schädigungen, welche sich zu einem Gesamtschaden akkumulieren, nimmt die Anzahl der möglichen Kombinationen exponentiell zu. Allerdings sind die Berechnungen relativ einfach durchzuführen, insbesondere, wenn die Schädigungereignisse als voneinander stochastisch

unabhängig angenommen werden können, sind doch die Ereignisse $SN\Delta i$ jeweils disjunkte¹⁰ Ereignisse. Für stochastische unabhängige Ereignisse berechnen sich die Ergebnisse aus den Gleichungen (2.37) und (2.38) zu

$$\Pr(SN\Delta 5) = \Pr(SN\ 5_K) \cdot \Pr(SN\Delta 0_E) + \Pr(SN\Delta 4_K) \cdot \Pr(SN\Delta 4_E) + \Pr(SN\Delta 5_K) \cdot \Pr(SN\ 5_E) \quad (2.39)$$

und

$$\Pr(SN\Delta 4) = \Pr(SN\Delta 4_E) \cdot \Pr(SN\Delta 1_K) + \Pr(SN\Delta 4_E) \cdot \Pr(SN\Delta 2_K) + \Pr(SN\Delta 4_E) \cdot \Pr(SN\Delta 3_K) + \Pr(SN\Delta 0_E) \cdot \Pr(SN\Delta 4_K) \quad (2.40)$$

Beispielberechnung

Seien die Wahrscheinlichkeiten $\Pr(SNi_K) = [0,8; 0,3; 0,1; 0,05; 0,001]$ für den Fall der Korrosion und $\Pr(SNi_E) = [1,0; 0,05]$, ($i = 0,4$) für den Fall der Ermüdung zu einem bestimmten Zeitpunkt t gegeben. Somit ermittelt man für die Wahrscheinlichkeiten $\Pr(SN\Delta i_K)$ der Korrosion $\Pr(SN\Delta i_K) = [0,5; 0,2; 0,05; 0,049; 0,001]$ und für die Wahrscheinlichkeiten $\Pr(SN\Delta i_E)$ der Ermüdung $\Pr(SN\Delta i_E) = [0,95; 0,05]$ gemäß Bild 23. Die kumulierte Bewertung erfolgt anhand Tab. 5 auf Seite 52.

Damit berechnet man schließlich

$$\begin{aligned} \Pr(SN\Delta 1) &= 0,5 \cdot 0,95 = 0,475 \\ \Pr(SN\Delta 2) &= 0,2 \cdot 0,95 = 0,190 \\ \Pr(SN\Delta 3) &= 0,05 \cdot 0,95 = 0,0475 \\ \Pr(SN\Delta 4) &= 0,5 \cdot 0,05 + 0,2 \cdot 0,05 + 0,05 \cdot 0,05 \\ &\quad + 0,049 \cdot 0,95 = 0,0841 \\ \Pr(SN\Delta 5) &= 0,001 \cdot 0,95 + 0,049 \cdot 0,05 \\ &\quad + 0,001 \cdot 0,05 = 0,00345 \end{aligned}$$

Durch den rekursiven Vorgang der Berechnung der Wahrscheinlichkeiten $\Pr(SN\Delta i)$ aus den Wahrscheinlichkeiten $\Pr(SNi)$ lässt sich für die obig gewonnenen Wahrscheinlichkeiten $\Pr(SN\Delta i)$ für jede Schädigungsbewertung die Wahrscheinlichkeit bestimmen. Es gilt also

¹⁰ Zwei Ereignisse A und B heißen disjunkt, wenn ihre Schnittmenge leer ist $\{A \cap B\} = \emptyset$ bzw. wenn gilt $\Pr(A \cap B) = 0$.

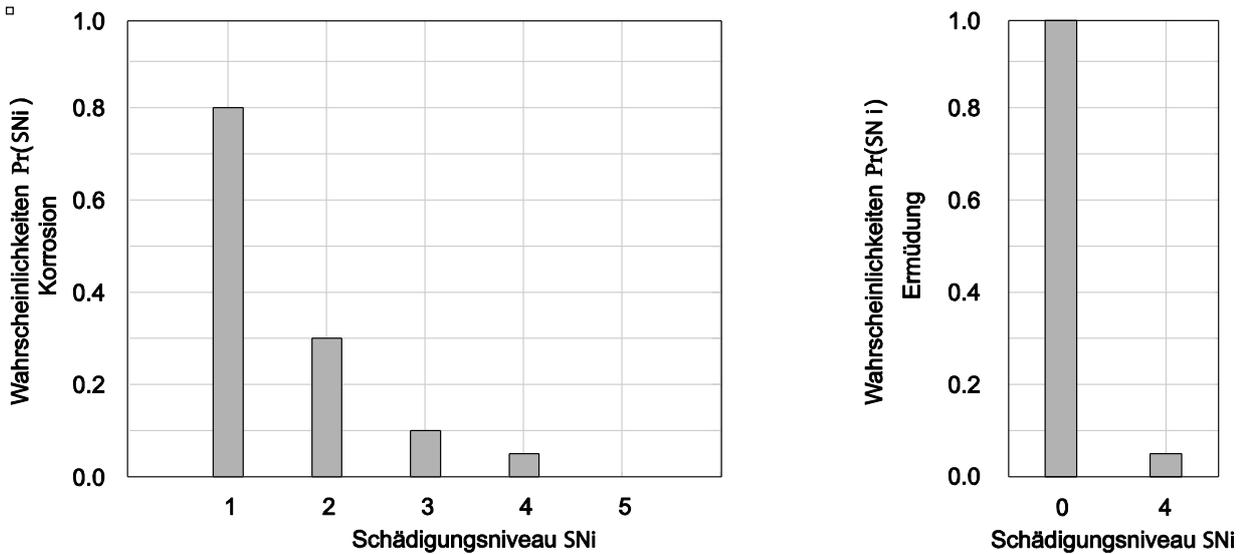


Bild 23: Beispielhafte Wahrscheinlichkeiten $Pr(SNi)$ für die Fälle Ermüdung und Korrosion zu einem bestimmten Zeitpunkt t

$$Pr(SN5) = Pr(SN\Delta5) = 0.00345$$

$$Pr(SN4) = Pr(SN\Delta4) + Pr(SN5) = 0.0841 + 0.00345 = 0.08755$$

$$Pr(SN3) = Pr(SN\Delta3) + Pr(SN4) = 0.0475 + 0.08755 = 0.13505$$

$$Pr(SN2) = Pr(SN\Delta2) + Pr(SN3) = 0.190 + 0.13505 = 0.32505$$

$$Pr(SN1) = Pr(SN\Delta1) + Pr(SN2) = 0.475 + 0.32505 = 0.8001$$

$$Pr(SN0) = 1$$

Die so berechneten Wahrscheinlichkeiten sind in Bild 24 dargestellt.

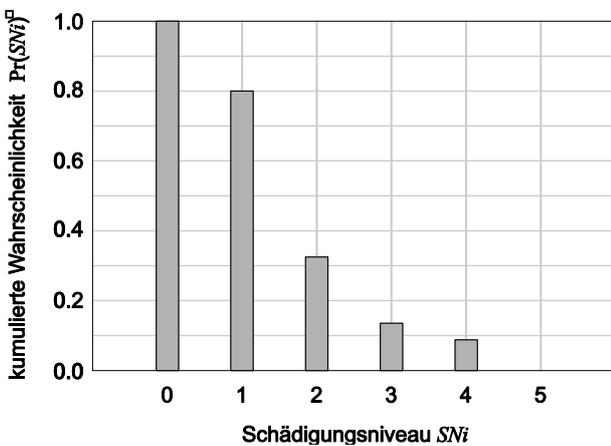


Bild 24: Wahrscheinlichkeit eines Schädigungsniveau aus der kumulierten Interaktion der Korrosion und der Ermüdung von Betonstahl

2.6.2 Direkte Interaktionen

Mithilfe der direkten Interaktion lässt sich der Einfluss eines Schadens auf einen anderen Schaden modellieren. Während bei manchen Schäden, ein anderer Schaden als Voraussetzung für das Auftreten des Schadens gesehen werden kann, ist bei einigen Schäden lediglich die Schadensintensität abhängig von anderen Schädigungen. So ist zum Beispiel für die Bewehrungskorrosion eine Depassivierung, aufgrund Karbonatisierung bzw. Chlorideindringung, Voraussetzung für die Initiierung des Schadens. Hingegen ist bei der Ermüdung von Bewehrungsstahl Bewehrungskorrosion zwar keine Voraussetzung, aber trotzdem nicht unerheblich für die Schädigungsintensität.

Um die direkte Interaktion umfassend in der Modellbildung zur Ermittlung der Prüftermine zu berücksichtigen, müssen in einem ersten Schritt für sämtliche Schäden die qualitativen und quantitativen Einflüsse aus anderen Schäden geklärt werden. Hier wird auf Kapitel 3 „Schäden“ verwiesen, in welchem für jeden Schaden die Beeinflussung durch andere Schäden genannt wird.

Um den Einfluss von direkten Interaktionen auf die Ermittlung des Prüfumfanges angemessen zu berücksichtigen, muss zwischen zwei verschiedenen Herangehensweisen unterschieden werden.

- Anpassen der Grenzwahrscheinlichkeiten,
- Anpassung der Schädigungsmodelle.

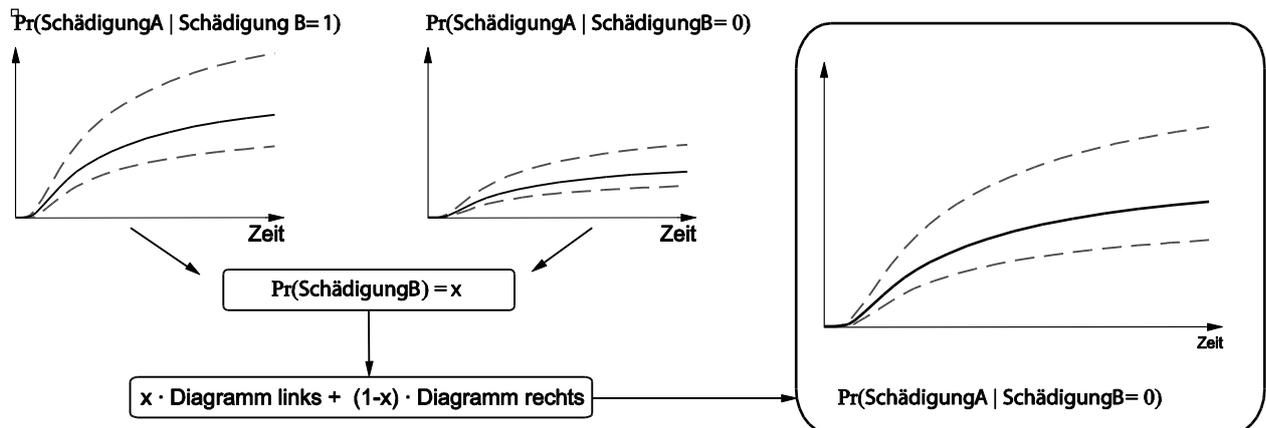


Bild 25: Schematische Vorgehensweise zur Berücksichtigung direkter Interaktionen

Durch die Anpassung der Grenzwahrscheinlichkeiten könnte man die Interaktionen insofern berücksichtigen, indem man bei einer bestimmten Auftretenswahrscheinlichkeit eines beeinflussenden Schadens, die Grenzwahrscheinlichkeit zur Ermittlung des Prüfungstermins für den beeinflussten Schaden herabsetzt. So ließe sich, je nach Schadensintensität des beeinflussenden Schadens, die Grenzwahrscheinlichkeit schrittweise herabsetzen und somit die Zeitabhängigkeit der Beeinflussung berücksichtigen. Darüber hinaus, wäre es bei diesem Vorgehen auch möglich, durch Einführung von Beeinflussungsklassen (großem, mittlerem, geringem Einfluss), ohne genaue Kenntnis der Schädigungsmodelle, die Interaktion zu berücksichtigen.

Stringenter ist allerdings ein Vorgehen mittels einer Anpassung der Schädigungsmodelle. Schließlich ändert sich bei der Beeinflussung eines Schadens durch einen anderen in erster Linie der Schädigungsfortschritt. Zudem bedarf es zur fundierten Klassifizierung der oben genannten Beeinflussungsklassen, ohnehin eine genaue Kenntnis der Schädigungsmodelle. Bei diesem Vorgehen müssen für jeden beeinflussten Schaden zwei Degradationsmodelle vorhanden sein. Für den „unbeeinflussten“ Schädigungsverlauf und für den Fall das die beeinflussende Schädigung vorhanden ist.

Da alle Schäden über ihre Auftretenswahrscheinlichkeiten definiert werden, muss je nach Auftretenswahrscheinlichkeit des beeinflussenden Schadens, der Schädigungsfortschritt aus beiden Fällen kombiniert werden. In Bild 25 wird für einen Schaden A die Schadensentwicklung mit dem Einfluss einer Schädigung B (links) und ohne den Einfluss einer Schädigung B (rechts) dargestellt. Durch Kenntnis der Auftretenswahrscheinlichkeit des Schadens B lassen sich die beiden oberen Schädigungsmodelle entsprechend kombinieren.

Bleibt zu klären, ob für jedes Schadensniveau des beeinflussenden Schadens ein zugehöriges Schädigungsmodell des beeinflussten Schadens entwickelt werden muss, oder ob es ausreichend ist lediglich eine Unterscheidung in „beeinflussender Schaden vorhanden“ und „beeinflussender Schaden nicht vorhanden“ vorzunehmen.

Für ersteres spricht die differenziertere Berücksichtigung des Einflusses, allerdings unter erheblichem Mehraufwand bei der Modellierung.

Des Weiteren ist zu berücksichtigen, dass sämtliche Schadensmodelle noch zu entwickeln (bzw. weiterzuentwickeln) sind, bzw. dass für einen Praxiseinsatz noch umfangreiche Untersuchungen zur Ermittlung von Startwerten nötig sind, sodass eine Differenzierung des Schädigungseinflusses für alle Schadensniveaus ein rein akademisches Problem darstellt und für die Verwendung in der Praxis ungeeignet ist. So ist es sinnvoller, für jeden beeinflussenden Schaden ein Schädigungsniveau zu ermitteln, anhand dessen Auftretenswahrscheinlichkeit die beeinflusste Schädigung ermittelt werden kann.

2.6.3 Interaktionen der Prüfung

Eine Interaktion der Prüfung bedeutet, dass es unter Umständen sinnvoll sein kann, einen Schaden bereits vor Erreichen der zugehörigen Grenzwahrscheinlichkeit zu prüfen, wenn der für die Prüfung eines Schadens notwendige Prüfumfang mit geringen Mitteln für die Prüfung eines weiteren Schadens erweitert werden kann. Zum Beispiel können bei der Mobilisierung eines Unterflurgerätes sämtliche Überbauschäden ohne großen Mehraufwand mit untersucht werden. Auf die Möglichkeiten der Maßnahmenbündelung wurde im Kapitel 2.5 bereits eingegangen.

2.7 Modellierung der Inspektion und Einbezug der Prüfergebnisse

Die Inspektion bzw. Bauwerksprüfung wird durchgeführt, um insbesondere Aufschluss über den tatsächlichen Zustand des Bauwerks und daraus resultierend eine Sicherstellung des geforderten Sicherheitsniveaus zu geben. Je nach Schädigungsniveau SN_i und Bewertung (S, V, D) werden nach der Bauwerksprüfung und deren Resultat, entsprechend Kapitel 3, Maßnahmen empfohlen, um den Zustand des Tragwerks wieder auf ein wirtschaftlich bzw. sicherheitsrelevant optimales Niveau zurückzusetzen.

Anhand der gewonnenen Prüfergebnisse M_k zum Zeitpunkt t_k lassen sich Schädigungsmodelle bzw. die Schädigungswahrscheinlichkeiten $\Pr(SN_i)$ zu $\Pr(SN_i | M_k)$ aktualisieren und damit Modellunsicherheiten im Schädigungsmodell mehr und mehr reduzieren. Notwendige Sofortmaßnahmen können auf diese Weise direkt erkannt und angeordnet werden. Alternativ kann mittels statistischer Hilfsmittel in das Schädigungsmodell eingegriffen und selbiges modifiziert werden, jedoch ist diese Methode im Bezug auf die risikobasierte Bauwerksprüfung als nebensächlich zu betrachten.

Von entscheidender Bedeutung ist dabei die Qualität der Mess- bzw. Inspektionsmethode¹¹, beeinflusst diese direkt als sogenannte Likelihood die durch das Prüfergebnis aktualisierte Schädigungswahrscheinlichkeit. Außerdem ist die entsprechende Prüfmethode (zerstörungsfrei oder nicht zerstörungsfrei) und der damit verbundene Aufwand entscheidend für die Ermittlung der Grenzwahrscheinlichkeit Λ_{SN_i} des Schädigungsniveaus SN_i (siehe Kapitel 2.4).

Die Inspektion

Wie im Kapitel 2.3 angesprochen, erfolgt die Aktualisierung einer Schädigungswahrscheinlichkeit durch das Ergebnis der Inspektion. Je nach Ergebnis der Inspektion, steigt oder sinkt die Schädigungswahrscheinlichkeit zum jeweiligen Zeitpunkt t_k der k -ten Messung sprunghaft. Bild 26 zeigt beispielhaft den zeitlichen Verlauf der Schädigungswahrscheinlichkeit $\Pr(SN_3)$ für den Angriff durch Chloridionen bei einer Betondeckung von 4,5 cm unter der Bedingung, dass die beiden Prüfungen jeweils keine Schädigung detektieren.

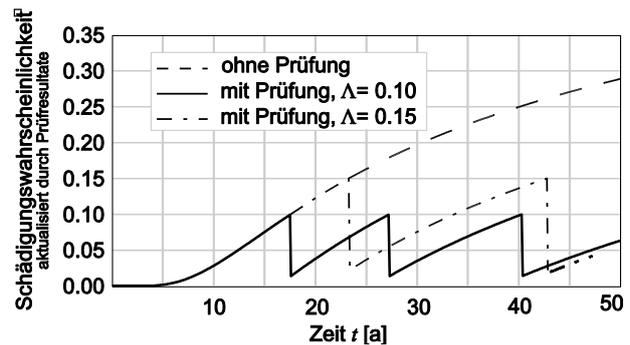


Bild 26: Verlauf der Schädigungswahrscheinlichkeit $\Pr(SN_3)$ im Fall der Chlorideindringung, je aktualisiert durch Prüfergebnisse einer Potenzialfeldmessung, die keine Schädigung anzeigt

In Bild 26 ist zu erkennen, dass sich die Zeitintervalle bis zur jeweils nächsten Prüfung leicht verlängern, sofern das Resultat bei einer Prüfung keine Schädigung anzeigt. Zwar kann man mit zunehmender Zeit damit rechnen, dass eine Schädigung a-priori mit zunehmender Zeit immer wahrscheinlicher wird, jedoch haben die Prüfungen jeweils keine Schädigung angezeigt. Der Verlauf der Kurven berechnet sich nach dem Satz von Bayes. Die Verlängerung der Inspektionsintervalle, aufgrund der Inspektion ohne Befund, mag auf den ersten Blick verwunderlich wirken. Wurde ein Bauwerk, jedoch während der ersten 90 Jahre stets mit negativen Befunden inspiziert, würde man intuitiv auch im 91. Jahr nicht mit einer Schädigung rechnen. Hingegen würde man ein junges Bauwerk in kürzeren abständen untersuchen, da noch wenig Informationen über die zu erwartende Lebensdauer vorliegen.

Sei der Zustand des Bauteils durch das zeitabhängige Schädigungsniveau $SN_i(t) = SN_i$, beschrieben. Wie im Kapitel 2.3 beschrieben und berechnet, nimmt die Wahrscheinlichkeit $\Pr(SN_i)$ mit der Zeit immer weiter zu. Beim Erreichen der Grenzwahrscheinlichkeit Λ_{SN_i} sollte dann eine Prüfung stattfinden, aufgrund derer das Schädigungsniveau aktualisiert werden kann. In Bild 26 beträgt beispielsweise die Grenzwahrscheinlichkeit $\Lambda_{SN_3} = 0,2$ und es wird bei den beiden ersten Potenzialfeldmessungen davon ausgegangen, dass die Inspektion keine Schädigung anzeigt.

Findet zum Zeitpunkt t_k eine Inspektion des Bauteils statt, wird die Wahrscheinlichkeit $\Pr(SN_i)$ für das Schädigungsniveau SN_i einer beliebigen Schädigungsfunktion Z durch das Inspektionsergebnis mithilfe des Satzes von Bayes aktualisiert (STRAUB 2010a), (STRAUB 2004). Sei M_k die Zufallsvariable des Inspektionsergebnisses zu einem Zeitpunkt t_k und SN_{i_k} das betrachtete Schädigungsniveau, ebenfalls zur Zeit t_k . Die ak-

¹¹ Als Maß für die Güte bzw. Qualität einer Messung/Inspektion wird die sogenannte PoD (englisch für Probability of Detection) verwendet, welche darüber Auskunft gibt, mit welcher Wahrscheinlichkeit eine tatsächlich vorhandene Schädigung auch als solche registriert wird.

tualisierte Wahrscheinlichkeit $\Pr(SNi_k | M_k)$ des Schädigungsniveaus SNi zum Zeitpunkt t_k berechnet sich dann analog zur Berechnung für bedingte Wahrscheinlichkeiten aus der nachfolgenden Gleichung (2.41) zu

$$\begin{aligned} \Pr(SNi_k | M_k) &= \frac{\Pr(SNi_k \cap M_k)}{\Pr(M_k)} \\ &= \frac{\Pr(M_k | SNi_k) \cdot \Pr(SNi_k)}{\Pr(M_k)} \end{aligned} \quad (2.41)$$

mit

$\Pr(SNi_k)$ Wahrscheinlichkeit des Schädigungsniveaus SNi zur Zeit t_k

$\Pr(SNi_k | M_k)$ Wahrscheinlichkeit des Schädigungsniveaus SNi zur Zeit t_k , gegeben ein Inspektionsergebnis M_k , ebenfalls zur Zeit t_k

Im Zähler der rechten Seite der Gleichung (2.41) steht die zeitabhängige Wahrscheinlichkeit $\Pr(SNi)$ des Schädigungsniveaus SNi , welches anhand eines Schädigungsmodells aus Kapitel 3 gemäß Kapitel 2.3 berechnet werden kann; sie wird als die A-Priori-Wahrscheinlichkeit bezeichnet. Die sich ebenso im Zähler befindliche Wahrscheinlichkeit $\Pr(M_k | SNi_k)$ wird als die Likelihood bezeichnet und beschreibt die Qualität der Prüfung bzw. die Zuverlässigkeit des Prüfergebnisses (Straub 2004). Im Nenner befindet sich die Wahrscheinlichkeit $\Pr(M_k)$ des Eintretens eines Inspektionsergebnisses; diese dient letztlich zur Normierung des Terms, sodass die Summe aus $\Pr(M_k | SNi_k)$ und $\Pr(M_k | \bar{SNi}_k)$ den Wert Eins ergibt. Die linke Seite der Gleichung stellt die durch die Inspektion aktualisierte Wahrscheinlichkeit des Schädigungsniveaus SNi , gegeben ein Inspektionsergebnis M_k , dar und wird als die A-Posteriori-Wahrscheinlichkeit bezeichnet.

Die Qualität der Inspektion

Für verschiedene Schädigungen gibt es unterschiedliche Inspektionsmethoden, mit denen der verdächtige Schaden untersucht werden kann (siehe dazu Kapitel 3). Beispielsweise wird für die Potenzialfeldmessung zur Detektion einer Initiierung der Bewehrungskorrosion von einer nicht perfekten Inspektionsmethode ausgegangen. In europaweiten Studien wurde die Qualität der Potenzialfeldmessung analysiert (LENTZ 2001), (LENTZ et al. 2002).

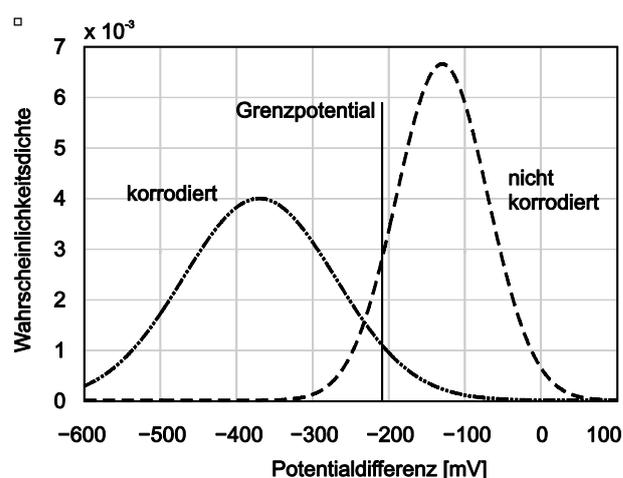


Bild 27: Definition des Grenzpotenzials zur Identifikation der Bewehrungskorrosion anhand einer Studie (nach LENTZ 2001)

Es wurden europaweit verschiedene Messungen vorgenommen und anschließend durch Aufschließen des Betons untersucht, in wie weit die gemessenen Potentiale den tatsächlichen Zustand der Bewehrung erfasst haben. Bild 27 zeigt die Häufigkeiten der gemessenen Potentiale korrodierten und nichtkorrodierten Bewehrungsstahls. Dabei wiesen die gemessenen Potentiale gewisse Streuungen auf. Um die Methode dennoch effektiv nutzen zu können, wurde ein Grenzpotential definiert, anhand dessen auf den Zustand der Bewehrung geschlossen werden soll. Liegt das gemessene Potential unterhalb des Grenzpotenzials, geht die Messung von einem korrodierten Bewehrungsstahl aus, liegt sie oberhalb, erwartet der Inspektor, eine nichtkorrodierte Bewehrung vorzufinden. Dabei wurde das Grenzpotential derart festgelegt, dass man eine Bewehrungskorrosion in 95 % der Fälle auch als eine solche erkennen würde. Aufgrund der Geometrie der beiden Kurven in Bild 27 ergibt sich, dass ein nichtkorrodiertes Bewehrungsstahl in ca. 10 % der Fälle als korrodiert eingeschätzt wird.

Es gilt dabei, dass je besser die Qualität einer Testmethode ist, desto mehr kann die Schädigungswahrscheinlichkeit im Fall eines negativen Befundes durch die Aktualisierung anhand eines Inspektionsergebnisses ausgeschlossen werden. Im Fall eines positiven Befundes, die Inspektion detektiert hierbei eine Schädigung, wird sich die aktualisierte Schädigungswahrscheinlichkeit stärker erhöhen, als im Fall einer qualitativ schlechteren Testmethode. Grundsätzlich ist davon auszugehen, dass die Wahrscheinlichkeit der Entdeckung einer tatsächlich vorhandenen Schädigung ansteigt, je größer diese ist.

Das für die Aktualisierung der Wahrscheinlichkeit des Schädigungs-niveaus wichtigste Glied stellt die Likelihood $\Pr(M_k | SNi_k)$ dar; diese beschreibt, wie oben erwähnt, die Qualität der Inspektion bzw. die Genauigkeit des Prüfergebnisses. Entscheidend dafür ist, mit welcher Wahrscheinlichkeit ein gewisses Schädigungs-niveau SNi auch als ein solches erkannt wird bzw. ausgeschlossen werden kann. Dabei stellt die Likelihood im einfachsten Fall eine 2x2-Matrix dar, welche die Qualität der Messung M beschreibt. Hierbei würden die Einträge der Matrix bedeuten, dass einerseits ein tatsächlich vorhandener Schaden erkannt wird oder nicht, andererseits gäbe es die Einträge, einen nicht vorhandenen Schaden als Schaden zu identifizieren bzw. ihn als nichtgeschädigt korrekt einzustufen.

Das Modell im vorliegenden Bericht ist durch die Bewertung des Bauteilzustands in sechs Schädigungs-niveaus $SN0$ bis $SN5$ gekennzeichnet. Hier würde die Matrix im allgemeinen Fall durch eine 6x6-Matrix gegeben sein, welche beschreibt, mit welcher Wahrscheinlichkeit ein Schädigungs-niveau SNi bei der Bauwerksprüfung auch als solches erkannt wird. Zum Einen steht in der Matrix die Wahrscheinlichkeit $\Pr(M = SNi | SNi)$, ein vorhandenes Schädigungs-niveau SNi als ein solches zu erkennen, zum Anderen diejenige Wahrscheinlichkeit $\Pr(M \neq SNi | SNi)$, ein vorhandenes Schädigungs-niveau SNi nicht zu erkennen und damit als Ergebnis keinen oder einen falschen Befund anzuzeigen.

Im Fall einer perfekten Inspektion, bei der jegliche Fehler ausgeschlossen werden könnten, würde sich die Wahrscheinlichkeit $\Pr(M = SNi | SNi)$ des Entdeckens einer Schädigung SNi zu Eins berechnen, die Wahrscheinlichkeit $\Pr(M \neq SNi | SNi)$, ein gewisses Schädigungs-niveau nicht als ein solches zu erkennen, würde Null sein. Auch das Nichtvorhandensein eines Schädigungs-niveaus würde mit Wahrscheinlichkeit Eins als selbiges erkannt werden, das Resultat, eine nichtvorhandene Schädigung als ein Schädigungs-niveau SNi zu identifizieren, wäre gleich Null.

Sind für eine Inspektion nicht nur die Resultate „Schädigung“ oder „keine Schädigung“, sondern verschiedene Stufen möglich, muss die Likelihood der Prüfmethode, ebenso wie die Schädigung an sich, mittels Wahrscheinlichkeitsfunktion $p_{SN} = \Pr(SNi)$ beschrieben werden. Im Fall unendlich vieler möglicher Prüfergebnisse, beispielsweise durch die Messung der Eindringtiefe z_m des Karbonatisierungsfortschritts, benötigt es für die Likelihood eine Wahrscheinlichkeitsdichte $L(z_m | z) = f(z_m | z)$, anhand derer die

A-Posteriori-Wahrscheinlichkeitsdichte $f_Z(z)$ des Schädigungsfortschritts Z aktualisiert werden kann zu

$$f_Z(z | z_m) = L(z_m | z) \cdot f_Z(z) \cdot C \quad (2.42)$$

$C = \text{konst.}$

mit

$f_Z(z | z_m)$ A-Posteriori-Wahrscheinlichkeit nach der Prüfung,

$L(z_m | z)$ Likelihood der Messung, die die Genauigkeit des Prüfergebnisses angibt,

$f_Z(z)$ A-Priori-Wahrscheinlichkeit des Schädigungsfortschritts vor der Prüfung,

C Normierungskonstante.

Mithilfe der in Kapitel 2.3 aufgelisteten Methoden kann denn die aktualisierte Wahrscheinlichkeitsdichte einer Schädigung Z , gegeben ein Prüfergebnis z_m , gemäß Gleichung (2.42) berechnet werden. Die Wahrscheinlichkeit eines Schädigungs-niveaus ergibt sich dann wieder durch Integration von Gleichung (2.42) zu

$$\Pr(SNi | z_m) = \int_{z_{SNi}}^{\infty} f_Z(z | z_m) dz \quad (2.43)$$

Die Berechnung der aktualisierten Schädigungswahrscheinlichkeiten für den Fall der Potenzialfeldmessung

Da die Bauwerksprüfungen in der Regel durch visuelle Untersuchungen gegeben sind, werden dementsprechend als Resultate meist Ergebnisse erwartet, deren Charakter durch zwei Zustände beschrieben werden kann: Eine Schädigung liegt vor, oder sie liegt nicht vor. Deswegen wird im folgenden Kapitel insbesondere auf die Aktualisierung der Schädigungswahrscheinlichkeit durch ein binäres Resultat (Schädigung liegt vor bzw. Schädigung liegt nicht vor) eingegangen.

Das Resultat der Prüfung sei im einfachsten Fall $M_k = \{d; \bar{d}\}$, wobei d bedeutet, dass bei der Prüfung ein Schaden angezeigt wird; \bar{d} bedeutet das Komplementärereignis, dass also bei der Prüfung kein Schaden angezeigt wird. Gemäß Gleichung (2.41) berechnet sich die durch ein Prüfergebnis aktualisierte Wahrscheinlichkeit $\Pr(SNi_k | M_k = \bar{d})$ eines Schädigungs-niveaus SNi_k zur Zeit t_k , gegeben ein Prüfergebnis $M_k = \bar{d}$, welches anzeigt, dass das Bauteil nicht geschädigt ist, zu

$$\begin{aligned} & \Pr(SNi_k | M_k = \bar{d}) \\ &= \frac{\Pr(M_k = \bar{d} | SNi_k) \cdot \Pr(SNi_k)}{\Pr(M_k = \bar{d})} \end{aligned} \quad (2.44)$$

mit

$\Pr(SNi_k | M_k = \bar{d})$ Aktualisierte Schädigungswahrscheinlichkeit des Niveaus SNi zur Zeit t_k , gegeben Inspektionsergebnis $M_k = \bar{d}$, welches keine Schädigung anzeigt

$\Pr(M_k = \bar{d} | SNi_k)$ Wahrscheinlichkeit, dass die Messung keinen Schaden detektiert, wenn tatsächlich Schädigungsniveau SNi vorliegt (Qualität der Inspektion)

$\Pr(SNi_k)$ Wahrscheinlichkeit des Schädigungsniveaus SNi zur Zeit t_k

$\Pr(M_k = \bar{d})$ Wahrscheinlichkeit, dass die Messung zur Zeit t_k keine Schädigung detektiert

Die aktualisierte Wahrscheinlichkeit einer Schädigung wird reduziert und der Sprung geht nach unten (siehe auch Bild 26). Umgekehrt würde sich die aktualisierte Wahrscheinlichkeit einer Schädigung, gegeben ein Inspektionsergebnis $M(t_k) = d$, berechnen lassen zu

$$\begin{aligned} & \Pr(SNi_k | M_k = d) \\ &= \frac{\Pr(M_k = d | SNi_k) \cdot \Pr(SNi_k)}{\Pr(M_k = d)} \end{aligned} \quad (2.45)$$

mit

$\Pr(M_k) = d$ Wahrscheinlichkeit, dass die Prüfung zum Zeitpunkt t_k eine Schädigung d anzeigt.

und die aktualisierte Schädigungswahrscheinlichkeit sprunghaft ansteigen und damit die Kurve einen Sprung nach oben machen; die optimale Schädigungswahrscheinlichkeit Λ_{SNi} würde überschritten sein. Sollte dieser Fall eintreten, sind nach dem Modell der zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung Maßnahmen zu ergreifen, um weiterhin ein wirtschaftlich und sicherheitsrelevant optimales Schädigungslevel beizubehalten. Dabei würde das Bauteil repariert werden und die Schädigungswahrscheinlichkeiten wären neu zu berechnen.

Der Term $\Pr(M_k = \bar{d} | SNi_k)$ im Zähler der Gleichungen (2.44) und (2.45) beschreibt die in der Einleitung zu Kapitel 2.7 angesprochene Qualität der Prüfmethode, die PoD. Der im Allgemeinen als Likelihood bezeichnete Faktor beschreibt diejenige Wahrscheinlichkeit, dass, im Falle Gleichung (2.44), das Inspektionsresultat keine Schädigung anzeigen würde, läge tatsächlich eine Schädigung des Bauteils vor. Im Fall der Gleichung (2.45) beschreibt die Likelihood die Wahrscheinlichkeit, dass die Messung eine Schädigung anzeigen würde, läge tatsächlich Schädigungsniveau SNi vor. Der Nennerterm dient, wie oben angesprochen, als Normierungsfaktor.

Somit kann mittels des Satzes der totalen Wahrscheinlichkeit gezeigt werden, dass im Falle einer perfekten Inspektionsmethode (die PoD liegt in diesem Fall bei Eins), bei der für eine gegebene Schädigung selbige auch entdeckt wird, der Faktor $\Pr(M_k = \bar{d} | SNi_k)$ zu Null wird und damit die durch das Messergebnis aktualisierte Schädigungswahrscheinlichkeit aus Gleichung (2.44) ebenfalls auf den Wert Null zurückspringen würde.

In Bild 26 ist der Sprung der Wahrscheinlichkeit zum Zeitpunkt $t = t_1$ gut zu erkennen, ebenso das Abflachen der Kurve der Schädigungswahrscheinlichkeit nach den Zeitpunkten t_1 und t_2 . Diese Tatsache resultiert aus der Berechnung der Schädigungswahrscheinlichkeit $\Pr(SNi | M_1 = \bar{d})$ für die Zeitpunkte $t \geq t_1$.

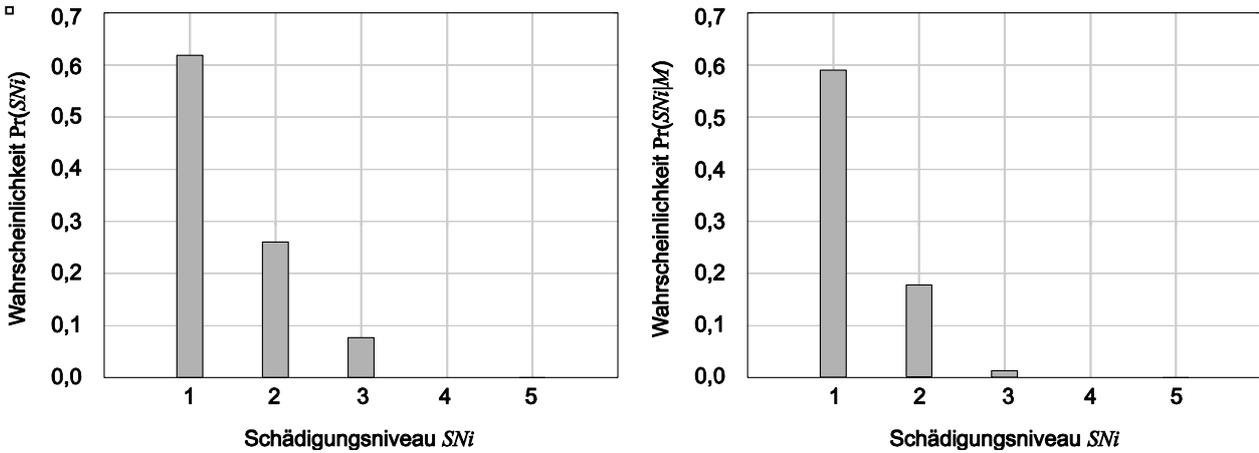


Bild 28: Wahrscheinlichkeiten der verschiedenen Schädigungsniveaus zur Zeit $t = 15$ [a] vor und nach der Inspektion, welche von keiner Schädigung ausgeht

Für den Fall der Bewehrungskorrosion durch Chloridangriff, welcher durch die Inspektionsmethode der Potenzialfeldmessung aktualisiert wird, berechnet sich die aktualisierte Schädigungswahrscheinlichkeit $\Pr(SN_i)$ gemäß der folgenden Gleichung (2.46)

$$\begin{aligned} \Pr(SN_i | M_1 = \bar{d}) &= \Pr(SN_{i_1} | M_1 = \bar{d}) \\ K + \frac{\Pr(SN_i) - \Pr(SN_{i_1})}{\Pr(SN_{i_1})} \cdot \Pr(\overline{SN_{i_1}} | M_1 = \bar{d}) \\ &= \Pr(SN_{i_1} | M_1 = \bar{d}) \\ K + \frac{\Pr(SN_i) - \Lambda_{SN_i}}{1 - \Lambda_{SN_i}} \cdot \Pr(\overline{SN_{i_1}} | M_1 = \bar{d}) \end{aligned} \tag{2.46}$$

Erreicht die Schädigungswahrscheinlichkeit aus Gleichung (2.46) wieder das Niveau der entsprechenden Grenzwahrscheinlichkeit Λ_{SN_i} , sollte erneut inspiziert werden. Im Fall eines Inspektionsergebnisses, welches die Schädigung abermals verneint, berechnet sich die aktualisierte Schädigungswahrscheinlichkeit zu

$$\begin{aligned} \Pr(SN_{i_2} | M_1 = \bar{d}, M_2 = \bar{d}) &= \\ \frac{\Pr(M_2 = \bar{d} | SN_{i_2}) \cdot \Pr(SN_{i_2} | M_1 = \bar{d})}{\sum_{\text{alle } SN_{j_2}} \Pr(M_2 = \bar{d} | SN_{j_2}) \cdot \Pr(SN_{j_2} | M_1 = \bar{d})} \end{aligned} \tag{2.47}$$

Für den Fall, dass sämtliche Inspektionsergebnisse eine Schädigung verneinen würden, berechnet sich die aktualisierte Schädigungswahrscheinlichkeit in Analogie zu Gleichung jeweils zu

$$\begin{aligned} \Pr(SN_i | \cap_{k=1}^n M_k = \bar{d}) &= \sum_{\text{alle möglichen } SN_{i_{k-1}}} \Pr(SN_i | SN_{i_{k-1}}) \\ K \cdot \Pr(SN_{i_{k-1}} | \cap_{k=1}^n M(t_k) = \bar{d}) \forall t \quad t_n > \end{aligned} \tag{2.48}$$

Die Ergebnisse der oberen Gleichungen basieren auf dem Vorliegen einer Markov-Kette für die Prüfmethode der Potenzialfeldmessung, bei dem der Zustand im Zeitschritt t_k einzig vom Zustand im Zeitschritt t_{k-1} abhängt und das Prüfergebnis (Potenzialfeldmessung) aus dem Zeitschritt t_{k-1} zwar gewonnen werden kann, es aber den tatsächlichen Zustand X_k im nächsten Zeitschritt t_k nicht beeinflusst.

Siehe dazu das Bayessche Netz in Bild 29. In Gleichung (2.46) bedient man sich dieser Tatsache, weshalb gilt, dass $\Pr(SN_{i_k} | SN_{i_{k-1}}, M_{k-1}) = \Pr(SN_{i_k} | SN_{i_{k-1}})$ ist.

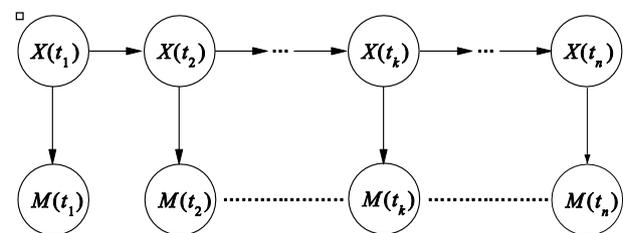


Bild 29: Bayessches Netz zur Erläuterung der Markov-Eigenschaft bei der Inspektion mittels Potenzialfeldmessung

In vielen Fällen beeinflusst aber das Testergebnis ebenso den Zustand der nachfolgenden Zeitschritte und die Annahme $\Pr(SN_{i_k} | SN_{i_{k-1}}, M_{k-1}) = \Pr(SN_{i_k} | SN_{i_{k-1}})$ würde das Ergebnis verfälschen. Im Fall einer Bohrmehl-

probe zur Identifikation des Karbonatisierungsfortschritts müsste auch das Resultat des Testergebnisses im nächsten Schritt beachtet werden und die Berechnung würde zwar analog, allerdings mit deutlich höherem Aufwand zu bestreiten sein. Das Bayessche Netz in Bild 30 zeigt grafisch den beschriebenen Zusammenhang (STRAUB 2009).

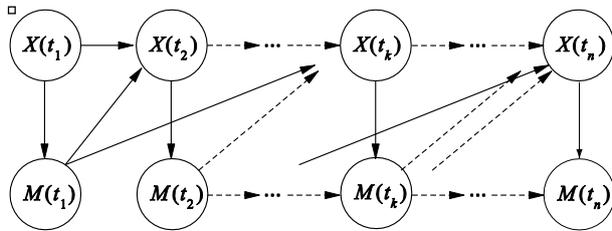


Bild 30: Bayessches Netz zur Erläuterung des Einflusses einer Inspektion zur Zeit t_k auf die restlichen Zustände X_k (STRAUB 2009)

Inspektionsergebnis für Markov-Ketten

Kommen bei einem Schädigungsmodell aufgrund des Fehlens eines physikalischen oder chemischen Schädigungsmodells Markov-Ketten zum Einsatz, kann die Schädigungswahrscheinlichkeit ebenfalls durch Inspektionsergebnisse aktualisiert werden. Dazu wird das Inspektionsergebnis direkt in den Vektor der Wahrscheinlichkeiten für das Erreichen des Schädigungsniveaus SN_i zur Zeit t_k eingetragen. Kann beispielsweise bei der Inspektion eines Verschleißteils zur Zeit t_m ein Schädigungsniveau festgestellt werden, erhält der Vektor $\mathbf{p}_{SN,m}$ an der Stelle, an der sich das inspezierte Schädigungsniveau SN_i befindet, den Eintrag Eins; alle anderen Stellen erhalten den Eintrag Null. Als Beispiel für ein Messergebnis SN_2 ergibt sich $\mathbf{p}_{SN,m}$ zu $\mathbf{p}_{SN,m} = [0,0,1,0,0,0]^T = [p_{SN0}, p_{SN1}, \dots, p_{SN5}]^T$. Allerdings wird hier von einer perfekten Inspektion ausgegangen, welche hier beispielsweise das Schädigungsniveau SN_2 anzeigt und die Likelihood $\Pr(SN_i | M = SN_2) = 0 \quad \forall i \neq 2$. Gäbe es diese nicht, muss in den Vektor anstelle der Eins je die Likelihood eingetragen werden, dass die Inspektion SN_2 ausgibt, tatsächlich aber $SN_i \quad \forall i \neq 2$ vorliegt. Zum Zeitpunkt t_n ergibt sich dann der Vektor $\mathbf{p}_{SN,n}$ der Wahrscheinlichkeiten der Schädigungsniveaus zu

$$\mathbf{p}_{SN,n} = \mathbf{\Pi}_{n-1} \cdot \mathbf{\Pi}_{n-2} \cdot \dots \cdot \mathbf{\Pi}_m \cdot \mathbf{p}_{SN,m} \tag{2.49}$$

bzw. im Fall einer stationären Markov-Kette zu

$$\mathbf{p}_{SN,n} = \mathbf{\Pi}^{n-m} \cdot \mathbf{p}_{SN,m} \tag{2.50}$$

3 Schäden

Wie in den Kapiteln 2.1 und 2.3 erläutert, sind für die Ermittlung der Prüftermine für einzelne Schäden, Modelle zur Beschreibung dieser Schäden nötig. Im Folgenden werden nun für einige Schäden exemplarisch die nötigen Modelle und Eingangsdaten definiert und erläutert. Wie bereits in der Einleitung erwähnt sind 85% der Brücken, bezogen auf die Brückenfläche in Spannbeton oder Stahlbeton ausgeführt. Deshalb werden vornehmlich Schäden von Massivbrücken abgehandelt. Wie in Bild 31 zu erkennen, ist ein Großteil der Schäden auf den Überbau konzentriert, weshalb in erster Linie auf Schäden der Bauteilgruppe Überbau (inkl. Vorspannung) eingegangen wird. Nichtsdestotrotz können die betrachteten Betonschädigungen für die Betrachtung der Schäden an Kappen und an Unterbauten modifiziert angewendet werden. Abschließend wird der Vollständigkeit halber auf Schäden an Konstruktionsteilen und Brückenausstattung, wie Lager, Übergangskonstruktionen usw. eingegangen.

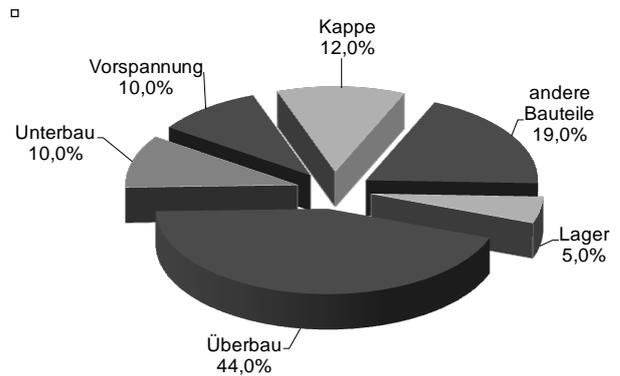


Bild 31: Verteilung schwerwiegender Schäden auf Bauteilgruppen an Brückenbauwerken (Brückenlänge > 100 m, Dauerhaftigkeitsbewertung > 2) (nach EMPELMANN, HEUMANN 2009)

Um die häufigsten und schwerwiegendsten Schäden an Überbau und Vorspannung von Massivbrücken zu definieren, werden in einem ersten Schritt die Schadensbeispiele aus (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) analysiert, welche die umfangreichen Erfahrungen aus Bauwerksprüfungen der letzten Jahrzehnte beinhalten. Dass es sich hierbei um keine detaillierte Ursachenermittlung der aufgelisteten Schäden handeln kann, ist selbsterklärend, da hierfür die Besonderheiten des Bauwerks und mannigfaltige Randbedingungen berücksichtigt werden müssten. Es sollten lediglich durch Überlegungen zu möglichen Schadensursachen, die wichtigsten Schädigungen definiert werden.

Brücken, Überbau*/*/ (BSP_ID 001-xx)

In diesem Kapitel genannte Schäden unterliegen entweder keiner Degradation, da sie auf unsachgemäßer Ausführung beruhen (Schalungsreste), oder sollten ohnehin im Rahmen einer konsequenten Bauwerksunterhaltung entfernt werden (Verschmutzung, Vogelkot usw.). Lediglich die Durchbiegung des Überbaues ist zu berücksichtigen, allerdings handelt es sich hierbei um die Auswirkung eines anderen Schadens (z. B. Spannungsrisskorrosion, Ausfall der Längsbewehrung infolge Korrosion oder Ermüdung, usw.) und wird deshalb bei der Betrachtung des auslösenden Schadens weiter behandelt.

Brücken, Überbau*//Beton außer Betondeckung (BSP_ID 002-xx)

Die Schäden dieses Abschnitts haben ihre Ursache zum Teil auch in einer unsachgemäßen Bauausführung (Grobkornstellen, Hohlstellen, Hartschaum-/Bretteinlage nicht entfernt, usw.) und unterliegen keiner Degradation. Allerdings ist der Einfluss dieser Schädigungen auf die Modellierung anderer Schäden zu berücksichtigen (Beschleunigte Karbonatisierung und Chlorideindringung, sowie Bewehrungskorrosion bei Fehlstellen im Beton). Schädigungen der Betondeckung, in Form von Abplatzungen und Abwitterungen sind als Folgen von Bewehrungskorrosion, Frost- und Frost/Tausalzangriff, chemischer Angriffe, oder Abrasion zu betrachten und müssen deshalb entsprechend durch diese Schäden modelliert werden. Ebenso ist der Einfluss dieser Schadensfolgen auf Karbonatisierung, Chlorideindringung und Bewehrungskorrosion zu beachten. Die Querschnittsminderung der korrodierten Bewehrung ist mit Modellen zur Bewehrungskorrosion abzuhandeln. Durchfeuchtungen, Ausblühungen und Aussinterungen sind als Folgen undichter Beläge, Abdichtungen und Mängeln an den Entwässerungseinrichtungen zu betrachten und sind deshalb von den Degradationen dieser abhängig, bzw. haben ihre Ursache in Ausführungsmängeln. Eine weitere Ursache von Durchfeuchtungen liegt in Rissen, Gefügeschäden, Grobkorn- und Hohlstellen. Die Ursachen von Rissen werden im Folgenden eingehender behandelt, die Ursachen von Gefügeschäden, Grobkorn- und Hohlstellen sind in unsachgemäßer Ausführung begründet. Der Einfluss der Durchfeuchtung auf die Korrosion und auf Frost- und Frosttausalzangriffe ist zu beachten.

Brücken, Überbau*//Betondeckung/* (BSP_ID 003-xx)

Es werden unterschiedliche Betondeckungen und Betonqualitäten behandelt, welche Einfluss auf Karbonatisierung und Chlorideindringung und daraus folgend auch auf Bewehrungskorrosion haben. Es handelt sich um Ausführungsmängel oder um Defizite der damaligen Bemessungs- und Ausführungsregeln und sind keiner Degradation unterworfen.

Brücken, Überbau*//Beton karbonatisiert (BSP_ID 004-xx)

Es wird eine Abstufung der Karbonatisierungstiefen aufgeführt, die eine direkte Auswirkung des Karbonatisierungsprozesses sind, welche wiederum Voraussetzung für Bewehrungskorrosion ist.

Brücken, Überbau*//Beton/Tausalzschaden (BSP_ID 005-xx)

Die Abstufung der Chlorideindringtiefe ist die Schadensbeschreibung der Chlorideindringung und ist für die Modellierung der Bewehrungskorrosion wichtig.

Brücken, Überbau*//Beton/Risse, 1. Beispiel-auswahl (Standicherheit) (BSP_ID 006-xx-nn)

Die Ursache von Rissen im Beton, welche in diesem Kapitel als Indikator für Stand sicherheitsprobleme zu sehen sind, ist immer ein Überschreiten der ertragbaren Zugspannungen des Betons. Diese Zugspannungen treten aufgrund Eigenspannungen, oder belastungsabhängig auf. Ein wichtiges Unterscheidungskriterium ist ob es sich um:

- oberflächennahe Risse, oder
- Trennrisse

handelt (IVÁNYI, BUSCHMEYER 2002).

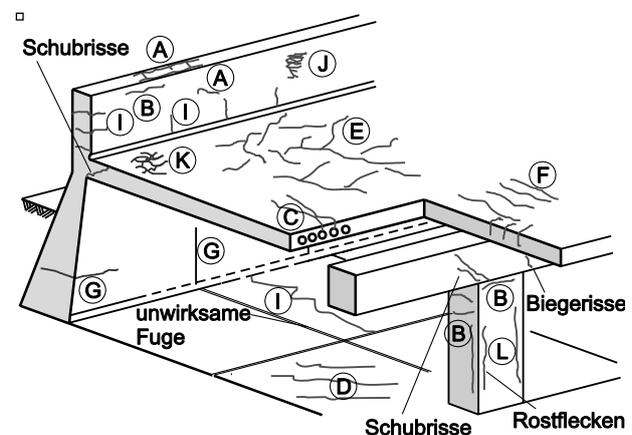


Bild 32: Mögliche Rissursachen, Erscheinungsformen und Ort des Auftretens (nach HILLEMEIER et al. 1999)

Bezeichnung	Ort des Auftretens	Ursache
A	Längsrisse entlang bzw. über der oben liegenden Bewehrung hoher Balken, dicker Platten oder Bügeln von Stützen	schnelles frühzeitiges Austrocknen zu dicker Betonlagen; starkes Absetzen des Betons
B	am oberen Ende von Stützen	
C	an Stellen von Dickenänderungen	
D	Bauteile mit ausgedehnter waagrechtter Oberfläche, z. B. Deckenplatten, Autobahndecken; diagonal (D) und Netzrisse (E)	schnelles frühzeitiges Austrocknen (mehlkornreiche Betone)
E		
F	Stahlbetondecken; über der oberliegenden Bewehrung	
G	Bei dicken Wänden und Platten; als Trennrisse (G) und als Netzrisse (Schalenrisse) (H)	zu rasches Abkühlen stark erwärmten Betons (Zugbeanspruchung aus Zwang)
H		
G	insbesondere bei dünnen Platten und Wänden	klimabedingte Temperaturunterschiede
H		
H	insbesondere bei dünnen Platten und Wänden	starkes Schwinden; schlechte Nachbehandlung
I		
J	gegen Schalung bei geschalteten Flächen (Netzrisse)	bei dichter (nicht saugfähiger) Schalung, feinteilreichen Mischungen und schlechter Nachbehandlung
K	bei Platten (Netzrisse)	Bei zu starkem Glätten der Oberfläche („totreiben“), feinteilreichen Mischungen und schlechter Nachbehandlung
L	Längs der Bewehrung	Unzureichende Dichte und Dicke der Betondeckung

Tab. 6: Rissursachen und Ort des Auftretens (HILLEMEIER et al. 1999)

Oberflächennahe Risse, die häufig netzartig ausgebildet sind, innerhalb der Betondeckung und meist nur an kleine Bereiche zu finden sind, sind für die Standsicherheit in der Regel unschädlich, können aber, je nach Rissbreite und Ristiefe, Einfluss auf die Dauerhaftigkeit haben (RI-EBW-PRÜF, 2007-11). Bild 32 und Tab. 6 geben die Ursachen von oberflächennahen Rissen in Abhängigkeit vom Ort des Auftretens an.

Diese Risse sind in der Regel herstellungsbedingt und unterliegen keiner Degradation. Allerdings muss deren Einfluss auf die Dauerhaftigkeit berücksichtigt werden (siehe nächstes Kapitel).

Trennrisse, zu denen auch Biegerisse und Schubrisse zu zählen sind (IVÁNYI, BUSCHMEYER 2002), erfassen größere Querschnittsteile (z. B. Zugzone, Steg), oder den Gesamtquerschnitt (RI-EBW-PRÜF, 2007-11). Die Ursachen dieser Risse sind standsicherheitsrelevante Schädigungsmechanismen und ein Einfluss dieser Risse auf die Standsicherheit (Verlust des Verbundes, ermü-

dungsrelevante Spannungsschwingbreiten) und die Dauerhaftigkeit (Karbonatisierung, Chlorideindringung, Korrosion) ist gleichermaßen gegeben. Die Ursachen für Trennrisse können sein:

- Überlastung (Biegerisse),
- Sprengdruck des Korrosionsprodukts (Bewehrungs- und Spannstahlparallele Risse),
- Ausfall von Spann- und Schlaffbewehrung infolge Ermüdung, SpRK oder Korrosion (Biegerisse),
- Koppelfugenproblematik (Risse im Bereich der Koppelfugen),
- Bemessungsdefizite (sämtliche Risse).

Weiterführende Abhandlungen zur Ursache und Folge von Rissen finden sich in (KÖNIG et al. 1986), (SCHIEßL 1986), (GEHLEN, SODEIKAT 2003), (IVÁNYI, BUSCHMEYER 2002), (ZILCH et al. 2005), (ZILCH, HENNECKE 2001) u. v. m.

Brücken, Überbau*/Beton/Risse, 2. Beispiel- auswahl (Dauerhaftigkeit) (BSP_ID 006-mm-xx)

In diesem Kapitel werden nur die dauerhaftigkeitsrelevanten Folgen aus Rissen betrachtet. So haben Risse im Sprühnebelbereich, je nach Rissbreite einen Einfluss auf die Chlorideindringung und Risse außerhalb des Sprühnebelbereichs sind für eine beschleunigte Karbonatisierung verantwortlich. Die Ursachen von Rissen wurden im obenstehenden Abschnitt umfassend erläutert.

Brücken, Überbau*/Beton/Rissbildung in Folge von Alkali-Kieselsäurereaktion (BSP_ID 008-xx)

Die aufgeführten Rissbildung und die Gefügelockerungen sind Folgen der Alkali-Kieselsäure-Rektion und müssen durch entsprechende Modellierungen dieses Schadens erfasst werden.

In Bild 33 sind Schadensursachen an Betonoberflächen an Brückenbauwerken, welche maßgeblich die Schädigungen des Überbaues darstellen, mit den entsprechenden Häufigkeiten aufgezeigt.

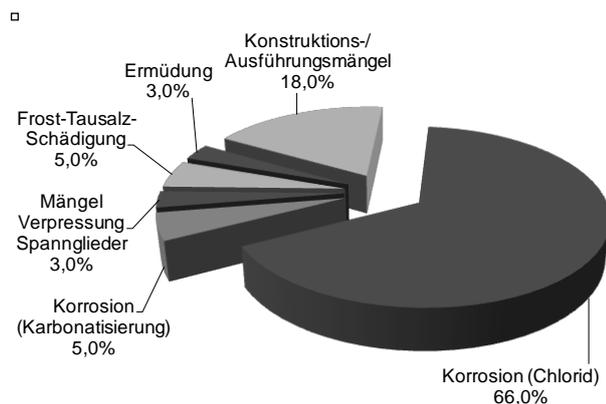


Bild 33: Schadensursachen an Betonoberflächen der Brückenbauwerke im deutschen Autobahnnetz (nach SCHIEßL, MAYER 2007)

/Vorspannung/ (BSP_ID 201-xx)

Die Schäden an der Vorspannung die in diesem Abschnitt beschrieben werden, werden im Folgenden nach den Schadensursachen und den Auswirkungen untersucht.

Der Ausfall von Spanngliedern kann seine Ursache in Korrosion (Reibkorrosion), SpRK, Ermüdung oder übermäßiger Belastung haben. Bei diesem

Schaden ist besonders zu beachten, dass der Prüfbefund „gerissene Spannglieder“ in der Regel ohne aufwändige Prüfverfahren nicht direkt zu erkennen ist. Vielmehr ist durch Schadensanzeichen wie übermäßige Durchbiegung und Risse im Beton, welche weiter oben bereits behandelt wurden, auf diese Schadensursache zurückzuschließen. Freiliegende Hüllrohre haben ihre Ursache entweder in Mängeln in der Ausführung (Fehlstellen, Kiesnester, usw.) und sind somit keiner Degradation unterworfen, oder liegen als Abplatzungen und Abwitterungen den Degradationen aufgrund Korrosion bzw. Frost-/ Frosttausalzangriffen zu Grunde. Korrodierte Spannglieder müssen durch Korrosionsmodellierungen beschrieben werden. Gerissene und schadhafte Vorsatzschalen der Spannverankerung haben ihre Ursache entweder in unsachgemäßer Ausführung oder werden durch korrodierende Spannverankerung verursacht. Ebenso muss für das Schadensbeispiel der verrosteten Verankerung die Korrosion der Stahlbauteile modelliert werden. Schäden an den Hüllrohren externer Vorspannung sind entweder unsachgemäßem Einbau (Verletzungen des Hüllrohrs) geschuldet, oder treten durch Umlenkkkräfte der Spannstahlitzen bzw. -drähte auf (DIER 2008) und unterliegen somit abgesehen von der Alterung keiner Degradation. Der Einfluss von Verletzungen des Hüllrohrs auf die Dauerhaftigkeit des Spannstahls muss allerdings berücksichtigt werden. Abweichungen von der Solllage der Spannglieder und das Anliegen von Hüllrohren sind durch einen unsachgemäßen Einbau verursacht. Schäden an Schrumpfschläuchen, Abdeckhauben, Verbindungen usw. sind entweder auf Mängel beim Einbau zurückzuführen oder durch unsachgemäße Widerherstellung des Ausgangszustands nach Bauwerkprüfungen. Diese Schäden unterliegen ähnlich wie das Hüllrohr nur der Alterung der Kunststoffe. Schäden an den Umlenkelementen sind durch Defizite in der Bemessung oder Ausführung ohne Degradation, oder unterliegen, da meist aus Stahlbeton den bereits diskutierten Schädigungen des Stahlbetons. Ein gebeultes Hüllrohr kann auf gebrochene Spannglieder bzw. Spanndrähte zurückgeführt werden, somit liegt die Ursache bei den oben bereits erwähnten Schädigungen des Spannstahls.

In Bild 34 ist die Verteilung der Schäden an Vorspannsystemen dargestellt.

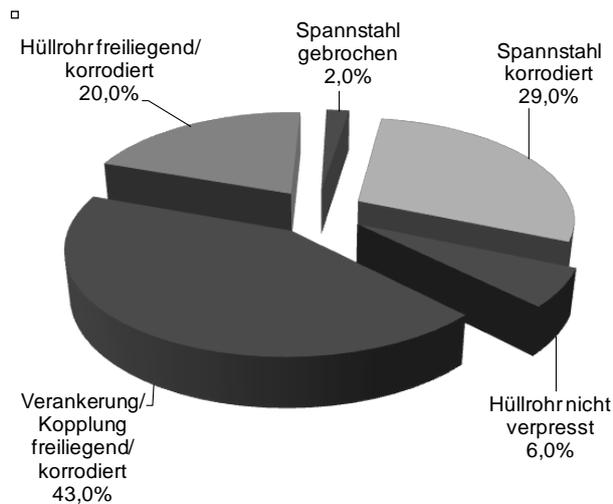


Bild 34: Verteilung der Schäden am Vorspannsystem (nach ZILCH et al. 2005)

Vertiefte Diskussionen von Schäden an Vorspannsystemen und deren Ursache finden sich in (STEMPNIEWSKI 2009), (NÜRNBERGER 1980) und weiteren.

Aus der vorangegangenen Analyse des Schadensbeispielkatalogs lassen sich für den Überbau von Massivbrücken und die Vorspannung folgende maßgebliche Schädigungen ableiten, welche im Folgenden ausführlich diskutierte werden sollten:

- Karbonatisierung,
- Chlorideindringung,
- Bewehrungskorrosion,
- Spannungsrissskorrosion,
- Ermüdung,
- Frost- Frosttausalzangriff,
- Alkali-Kieselsäure-Reaktion,
- Defizite in der Konstruktion.

Zusätzlich hierzu wird auf die Modellierung von Schäden an Lagern, Übergangskonstruktionen und Bauwerksausstattung, welche in der Obergruppe Konstruktionsteile zusammengefasst werden können, erläutert.

Weitere Abhandlungen zu Schäden an Massivbrücken finden sich unter anderem in (RUHRBERG 1982), (RUHRBERG 1990), (RUHRBERG 1994), (THIENEL 2009), (KÖNIG et al. 1986) und (ZILCH et al. 2005), worauf in den folgenden Kapiteln bei Bedarf zurückgegriffen wird.

Um die oben genannten Schäden für das in Kapitel 2 erläuterte Modell aufzubereiten müssen die notwendigen Informationen für die Schädigungen definiert werden:

- Allgemeine Beschreibung,
- Schädigungsmodell mit Eingangsparametern,
- Standsicherheit-, Verkehrssicherheit- und Dauerhaftigkeitsbewertungen,
- Mögliche Interaktionen,
- Untersuchungsmethoden,
- Instandsetzungsmöglichkeiten,
- Sonstiges.

Für viele Schäden ist eine direkte Verknüpfung zwischen Schadensursache und Schadensfolge durch die Schadensbewertung auf Grundlage des Schadensbeispielkataloges (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) gegeben. Andere Schäden, bei denen lediglich die Auswirkungen im Schadensbeispielkatalog aufgeführt sind, müssen durch eigene Vorschläge in das Bewertungsschema eingearbeitet werden.

3.1 Karbonatisierung

Bei der Karbonatisierung von Beton handelt es sich um die chemische Reaktion von CO_2 aus der Luft mit im Porenwasser gelöstem Calciumhydroxid ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) zu Calciumkarbonat (CaCO_3). Der aus dieser Reaktion resultierende Abfall des pH-Wertes (bei vollständig karbonatisiertem Beton $\text{pH} = 8,3$) führt zur Depassivierung der Bewehrung und somit zur Korrosion. Diese Reaktion ist in vollständig trockenem Beton nicht möglich, da hierfür eine geringe Menge Wasser notwendig ist (SCHIEßL 1986), allerdings ist bei Brückenbauwerken mit ausreichender Feuchtigkeit zu rechnen. Zusätzlich zur Betonfeuchtigkeit, welche einen maßgebenden Einfluss auf die Karbonatisierungsgeschwindigkeit hat, haben auch der Kohlenstoffdioxid (CO_2) Gehalt der Luft, die Betonfestigkeit und die Zementart, sowie der Bauteilzustand einen Einfluss auf die Karbonatisierung. Diese Einflussgrößen gilt es bei der Wahl der Startwerte zu berücksichtigen.

Eine örtliche Unterscheidung ist nur für unterschiedliche Wasserbeaufschlagung sinnvoll, da der CO_2 -Gehalt der Luft, die Betonzusammensetzung als auch der Bauteilzustand je Bauteilgruppe als näherungsweise konstant anzunehmen ist. Es wird vorgeschlagen den Überbauquerschnitt in wechselwasserbeaufschlagt und trocken zu unterteilen. Auch im Hinblick auf die Prüfbarkeit von Überbauten, wird diese Unterscheidung nur für Hohlkastenquerschnitte in „Innen“ und „Außen“ als sinnvoll erachtet.

Eine örtliche Unterscheidung bezüglich der Schadensfolge wird nicht vorgesehen, da es bei der Karbonatisierung als reiner Dauerhaftigkeitsscha-

den keine kritischen Bereiche gibt. Lediglich für die aus der Karbonatisierung folgende Korrosion ist eine solche Unterscheidung zielführend, wird aber im Kapitel zur Bewehrungskorrosion behandelt. Unterschiede die sich aus unterschiedlichem Sanierungsaufwand im Schadensfalle herleiten, werden ebenso nicht explizit berücksichtigt, da der maßgebende Parameter beim Sanierungsaufwand, abgesehen von der Schadensschwere, die Zugänglichkeit ist, welche sich bereits durch den unterschiedlichen Prüfaufwand im Falle eines Hohlkastenquerschnitts niederschlägt.

Schädigungsmodell

Zur Berechnung der Schädigung bzw. des Schädigungsfortschritts wird der Karbonatisierungsfortschritt der Betondeckung der Bewehrung in folgender Grenzzustandsgleichung gegenübergestellt.

$$g_K(t) = d - x_K(t) \quad (3.1)$$

mit

$g_K(t)$ Grenzzustandsfunktion der Karbonatisierung in Abhängigkeit der Zeit [-]

d Betondeckung [cm], je nach betrachtetem Schadensniveau

$x_K(t)$ Karbonatisierungstiefe [cm]

Die Gegenüberstellung der Betondeckung zum Karbonatisierungsfortschritt ist genaugenommen nur für das Schadensniveau mit der Dauerhaftigkeitsbewertung 3 richtig. Für die Dauerhaftigkeitsbewertungen 1 und 2 muss anstatt der Betondeckung $1/3$ bzw. $2/3$ dieses Wertes in die Grenzzustandsgleichung eingesetzt werden. Im Unterkapitel zu den Schadensauswirkungen wird hierauf näher eingegangen.

Der Karbonatisierungsfortschritt war in den letzten Jahren Inhalt vieler Untersuchungen, wobei die Mehrzahl der entwickelten Karbonatisierungsmodelle auf dem 1. Fickschen Diffusionsgesetz basieren. Eine Auflistung verschiedener Karbonatisierungsmodelle findet sich in (BROOMFIELD 2003). Die meisten Modelle für den ungerissenen Beton orientieren sich an (SCHIEßL 1976) und die Karbonatisierungstiefe lässt sich folgendermaßen berechnen:

$$x_K = \sqrt{K \cdot t} \quad (3.2)$$

mit

x_K Karbonatisierungstiefe [cm]

K Karbonatisierungsfaktor [cm/a]

t Zeit [a]

Für die theoretische Ermittlung des Karbonatisierungsfaktors wird in (SCHIEßL 1976), (NOVAK et al. 2002) und Weiteren folgende Formel vorgeschlagen:

$$K = \frac{2 \cdot D_B \cdot c}{a} \quad (3.3)$$

mit

D_B Diffusionskonstante [cm²/s]

c CO₂ Gehalt der Luft an der Betonaußenseite [g/cm³]

a Karbonatisierte Substanz [g/cm³]

Für die erste Berechnung der Schädigungswahrscheinlichkeit bieten sich zur Ermittlung der Karbonatisierungstiefe zwei Herangehensweisen an. Zum einen ist es möglich den Karbonatisierungsfaktor anhand Gleichung (3.3) zu ermitteln. Praxis-tauglicher ist aber die Berechnung der Karbonatisierungstiefe anhand von empirisch, durch Auswertung von Gutachten ermittelter Karbonatisierungsfaktoren (NOVAK et al. 2003), (POMMERENING et al. 2008a). Hierbei wurde durch die Auswertung verschiedener Gutachten für verschiedene Bauteile, Messorte und Bauteilzustände Karbonatisierungsfaktoren als Mittelwert und 95% Quantilwerte angegeben.

Die Betondeckung kann für eine erste Berechnung, den zur Planung des Bauwerks berücksichtigten Norm entnommen werden. Als Rechenannahme für die Betondeckung wird in (BRAML et al. 2009) eine Normalverteilung mit Mittelwert $\mu_c = c_{nom} + 10$ mm für eine obere Bewehrung, bzw. $\mu_c = c_{nom}$ für eine untere Bewehrung mit einer Standardabweichung $\sigma_c = 10$ mm basierend auf (JCSS 2001) vorgeschlagen. In (EMPELMANN, HEUMANN 2009) werden je nach Ausführungsqualität Standardabweichungen von 4 mm (Fertigteil; Ausführungsanforderung: sehr hoch), 6 mm (Baustelle; Ausführungsanforderung: besonders), 10 mm (Baustelle, Ausführungsanforderung: normal) und 15 mm (ungenauere Ausführung; Ausführungsanforderung: keine) genannt.

Standsticherheits-, Verkehrssicherheits- und Dauerhaftigkeitsbewertung

Da es sich bei der Karbonatisierung um eine Schädigung handelt, welche zwar Voraussetzung

für Korrosion ist, selbst aber keine Auswirkung auf die Standsicherheit und Verkehrssicherheit des Bauteils hat, wird nur die Auswirkungen auf die Dauerhaftigkeit betrachtet. Je nach Karbonatisierungstiefe werden nach (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) für die Dauerhaftigkeit folgende Schadensbewertungen festgelegt:

Brücken, Überbau / * / Beton / Karbonatisiert	S	V	D
Karbonatisierungstiefe beträgt 1/3 der Betondeckung	0	0	1
Karbonatisierungstiefe beträgt 2/3 der Betondeckung	0	0	2
Karbonatisierungsfront reicht an die Tragbewehrung heran	0	0	3

Tab. 7: Dauerhaftigkeitsbewertung der Karbonatisierung

Mögliche Interaktionen

Die Depassivierung durch Karbonatisierung hat einen sehr großen Einfluss auf die Bewehrungskorrosion, da die Depassivierung der Bewehrung eine der Voraussetzungen für Korrosion ist. Auswirkungen auf andere Schädigungsmechanismen bestehen nicht.

Bei der Betrachtung der Einflüsse anderer Schäden auf die Karbonatisierung sind vor allem Störungen im Betongefüge sowie Risse zu beachten. Bei gerissenen Querschnitten ist die Einleitungsphase bis zur Depassivierung stark verkürzt (u. U. unter fünf Jahren). Die Betondeckung wirkt sich allerdings stärker auf die Depassivierung aus als die Rissbreite (GEHLEN, SODEIKAT 2003).

In (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) wird der Einfluss von Rissen auf die Dauerhaftigkeit (infolge Karbonatisierung) gemäß Tab. 9 beurteilt:

Brücken, Überbau / * / Beton / Risse, (Dauerhaftigkeit)	S	V	D
Risse außerhalb des Sprühnebelbereichs mit Rissweiten $0,1 - < 0,2$ mm	-	0	1
Risse außerhalb des Sprühnebelbereichs mit Rissweiten $0,2 - < 0,4$ mm	-	0	2
Risse außerhalb des Sprühnebelbereichs mit Rissweiten $\geq 0,4$ mm	-	0	3
sich unter Verkehrslast bewegende Risse $> 0,4$ mm	-	0	4

Tab. 8: Einfluss von Rissen auf die Dauerhaftigkeitsbewertung

Zur Berücksichtigung der Rissbreiten wird im weiteren Verlauf des Forschungsprojekts die Dauerhaftigkeitsbewertung von Rissen außerhalb des Sprühnebelbereichs der Dauerhaftigkeitsbewertung in Abhängigkeit der Karbonatisierungstiefe gegenübergestellt. So entsprechen Risse mit $0,1 - 0,2$ mm ($D = 1$) einer Karbonatisierungstiefe von $1/3$ der Betondeckung ($D = 1$). Risse von $0,2 - 0,4$ mm außerhalb des Sprühnebelbereichs ($D = 2$) entsprechen demnach einer Karbonatisierungstiefe von $2/3$ der Betondeckung ($D = 2$). Risse größer $0,4$ mm ($D = 3$) entsprechen somit einem bis zur Tragbewehrung karbonatisierten Beton.

In verschiedenen Publikationen wird das Ausheilen von Rissen diskutiert. Hierbei können durch Ablagerungen bereits karbonatisierte Risse realkalisiert werden. Dies ist abhängig von der Rissbreite und der Betondeckung. Allerdings ist dies für Bauwerke unter wechselnder Beanspruchung unwahrscheinlich (SCHIEßL 1986) und wird im Weiteren nicht weiter verfolgt.

Der Einfluss von Schäden des Betongefüges auf die Dauerhaftigkeit, aufgrund von Abplatzungen oder mangelhafter Bauausführung lässt sich durch die Angaben in (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) erfassen.

Brücken, Überbau / * / Beton außer Betondeckung	S	V	D
Grobkornstellen/Hohlstellen/Fremdkörpereinschluss im Beton (lediglich kleine Flächen ohne freiliegende Bewehrung)	0	0	1
Abplatzungen im oberflächennahen Bereich mit oder ohne freiliegende Bewehrung $D = 1-2$	0	0	
freiliegende Tragbewehrung mit korrodierter Bewehrung (keine nennenswerte Querschnittsminderung)	1	0	2
Tragbewehrung liegt im karbonatisierten Bereich und ist korrodiert (nicht Spannbewehrung)	1	0	3

Tab. 9: Dauerhaftigkeitsbewertung von Schäden des Betongefüges/Abplatzungen

So ist analog zu den Rissen, der Einfluss von Schäden des Betongefüges auf die Karbonatisierung, durch einen Vergleich der Dauerhaftigkeitsbewertungen möglich. Hohlstellen, Kiesnester und Abplatzungen ohne freiliegende Bewehrung, mit ihrer Dauerhaftigkeitsbewertung $D = 1$, entsprechen somit einer Karbonatisierungstiefe von $1/3$ der Betondeckung. Freiliegende Bewehrung sollte abweichend von Tab. 9 immer mit einer Dauerhaf-

tigkeit $D = 3$ bewertet werden, was einem bis zur Bewehrung karbonatisierten Beton entspricht, da in beiden Fällen der passivierende Schutz des Betons nicht mehr gegeben ist. Die Standsicherheitsbewertungen in Tab. 9, beziehen sich auf die Korrosion der Tragbewehrung und werden im Kapitel zur Bewehrungskorrosion abgehandelt.

Untersuchungsmethoden

Ist die Grenzwahrscheinlichkeit der Depassivierung erreicht, muss am Bauwerk der tatsächliche Schädigungszustand geprüft werden. Eine Ermittlung der Parameter zur Berechnung des Karbonatisierungsfaktors (siehe Gleichung (3.3)) ist nicht zielführend, da hiermit zwar die Qualität der Startwerte überprüft werden kann, aber keine Aussagen zur Aussagequalität der gesamten Modellierung gemacht werden kann. Zweckmäßiger ist es die Betondeckung und den Karbonatisierungsfaktor K zu bestimmen.

Zur Ermittlung des Karbonatisierungsfaktors ist es durch Umstellung von Gleichung (3.2) möglich, die gemessene Karbonisierungstiefe x_K dem Betonalter gegenüberzustellen und somit den Karbonatisierungsfaktor zu bestimmen:

$$K = \frac{x_K^2}{t} \quad (3.4)$$

Die tatsächliche Karbonisierungstiefe lässt sich durch einen Indikatorstest ermitteln. Hierzu wird der Farbindikator Phenolphthalein auf eine frische Bruchfläche gesprüht. Bei einem pH-Wert größer 8,2-10 färbt sich der Beton violett. Bei niedrigerem pH-Werten bleibt der Beton farblos und ist somit karbonatisiert. An frischen Bohrkernen kann die Karbonisierungstiefe nicht bestimmt werden, da an der Mantelfläche des Kerns frisch gemahlene unhydratisierte Zementkörner Alkalität vortäuschen (HILLEMEIER et al. 1999).

Zur exakten Durchführung wird auf weiterführende Literatur (DAfStB 1991) verwiesen.

Das Verfahren zur Bestimmung des Karbonisierungsfortschritts mittels Indikatorstechnik stellt ein recht sicheres und kostengünstiges Verfahren dar, allerdings ist es wegen der Notwendigkeit frischer Bruchflächen nur als zerstörendes, bzw. zerstörungsarmes Verfahren zu bezeichnen und deshalb auch nur für Stichproben geeignet (BAM 2007). Es gilt zwischen minimalem Eingriff in die Bausubstanz und ausreichend großer Stichprobengröße abzuwägen. Laut (HILLEMEIER et al. 1999) ist die Indikatorstechnik zur Messung der Karbonisierungstiefe ein Prüfverfahren mit erhöhtem technischen Aufwand.

Zur statistischen Auswertung der Messergebnisse wird auf die einschlägige Fachliteratur verwiesen (HERGENRÖDER 1992), (DIBt 1986), (FISCHER 2003) usw.

Zur Ermittlung der Betondeckung sind verschiedene zerstörungsfreie Verfahren gebräuchlich, die magnetisch, elektromagnetisch und nach dem Prinzip der magnetischen Induktion oder Wirbelstromtechnisch arbeiten (HILLEMEIER et al. 1999; BAM 2007). Hierbei lässt sich die Betondeckung bei bekanntem Stabdurchmesser ermitteln. Zur Kalibrierung der Messung ist es notwendig an einer Stelle die Betondeckung zu entfernen und die Bewehrung freizulegen. Das Verfahren ist nach (HILLEMEIER et al. 1999) als Prüfverfahren mit erhöhtem technischen Aufwand zu bezeichnen.

Laut (DBV 2002) haben folgende Faktoren Einfluss auf die Messergebnisse:

- Gerät: Auflösung, Nullpunktdrift, Temperatur
- Objekt: Bewehrungsanordnung, Stahlart und -durchmesser, Ebenheit der Bauteilfläche, Betonzusammensetzung, Festbetondichte, Feuchtegehalt des Betons
- Beobachter: Ablese- bzw. Beobachtungsfehler
- Umgebung: äußere magnetische Einflüsse, Temperatur

An Kreuzungspunkten der Bewehrung, an Doppelstäben, Stabbündeln und mehrlagiger Bewehrung können die Messergebnisse verfälscht werden. Dies ist durch Messlinien auszuschließen, an denen möglichst weit gestreut Stichproben entnommen werden sollen.

Laut (BAM 2007) lässt sich bei den derzeit gebräuchlichen Geräten mit Wirbelstromtechnik bei Messtiefen bis zu 50 mm die Betondeckung bei beliebigen Querschnitten mit einem maximalen relativen Fehler von 5 % ermitteln. Gemäß (DBV 2002) sollten für das quantitative Messverfahren eine Mindestanzahl von 20 Messwerten pro Messfläche genommen werden.

Die Verteilung der Betondeckung lässt sich nach (DBV 2002; BRAMESHUBER et al. 2004) am besten mit einer rechtsschiefen Neville Verteilung beschreiben. Die Verteilung wird durch die Parameter r , k und τ beschreiben und hat die folgende Dichtefunktion:

$$f_x(x) = \frac{k}{r} \cdot \frac{\rho(x)^{k-1}}{(1 + \rho(x)^k)^2} \quad (3.5)$$

mit

$$\rho(x) = \frac{x - \tau}{r} \quad (3.6)$$

und der Verteilungsfunktion

$$F_x(x) = 1 - \frac{1}{(1 + \rho(x))^k} \quad (3.7)$$

im Geltungsbereich: $\tau \leq x \leq \infty$ mit $x > 0$ und $\tau \geq 0$.

Die für eine Wahrscheinlichkeitsrechnung erforderlichen Parameter lassen sich für einen Stichprobenumfang n wie folgt ermitteln:

Median (Daten der Größe nach ordnen)	$\bar{x}_m = x_{\left(\frac{n+1}{2}\right)}$ bei n ungerade $\bar{x}_m = \frac{1}{2} \left[x_{\left(\frac{n}{2}\right)} + x_{\left(\frac{n}{2}+1\right)} \right]$ bei n gerade
Mittelwert	$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum x_i$
Standardabweichung	$s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (x_i - \bar{x})^2}$
Lageparameter	$r = \frac{\bar{x} + \bar{x}_m}{2}$
Formparameter	$k = 1,8 \cdot \frac{r}{s}$
Nullpunktverschiebung	$\tau = 0$

Tab. 10: Berechnungen zur Verteilung der Betondeckung (DBV 2002)

Zur Durchführung der Versuche wird auf die einschlägige Fachliteratur verwiesen, z. B. (DGZfP 1990) und (DAfStB 1991).

Instandsetzungsmöglichkeiten

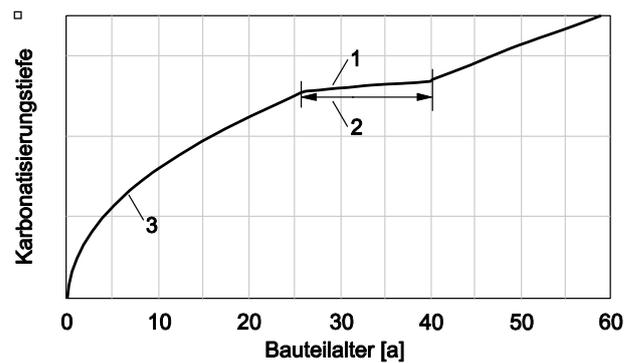
Zur Instandsetzung von karbonatisiertem Beton bieten sich zwei unterschiedliche Vorgehensweisen an. Zum Einen die Instandsetzung durch eine Beschichtung die das Eindringen von CO₂ hemmt. Hierbei wird die Karbonatisierung über die Dauer der Wirksamkeit der Instandsetzungsmaßnahme verlangsamt. Die Karbonatisierungstiefe nach Instandsetzung lässt sich nach (NOVAK et al. 2003) wie folgt berechnen:

$$x_K = \sqrt{K \cdot (t - t_{inst})} + \sqrt{K_{inst} \cdot t_{inst}} \quad (3.8)$$

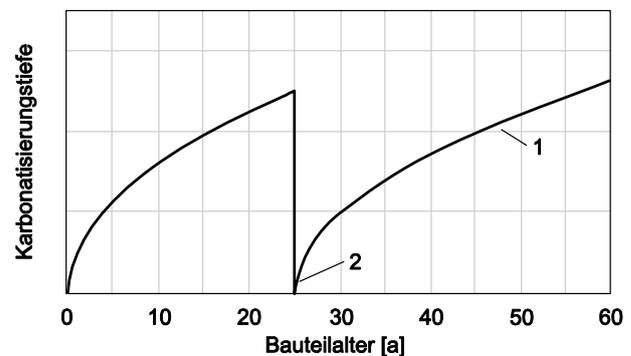
mit

- x_K Karbonatisierungstiefe [cm]
- K Karbonatisierungsfaktor des unbehandelten Betons [cm/a]
- K_{inst} Karbonatisierungsfaktor des instandgesetzten Betons [cm/a]
- t Bauteilalter [a]
- t_{inst} Dauer der Wirksamkeit der Instandsetzung [a]

Allerdings sind keine Ausgangswerte für die Wirksamkeitsdauer der Instandsetzung und den Karbonatisierungsfaktor der Instandsetzungsmaßnahme K_{inst} gegeben.



- 1 Schädigungsverlauf während der Wirksamkeit der Instandsetzungsmaßnahme
- 2 Dauer der Wirksamkeit der Instandsetzungsmaßnahme
- 3 Schädigungsverlauf vor der Instandsetzungsmaßnahme



- 1 Schädigungsverlauf nach Instandsetzungsmaßnahme
- 2 Neustart des Schädigungsmodells und der Zählung des Bauteilalters

Bild 35: Instandsetzung durch karbonatisierungshemmende Beschichtung (links) oder mittels Betonersatz (rechts) (nach NOVAK et al. 2003)

Eine weitere Möglichkeit der Instandsetzung stellt der Betonersatz dar. Hierbei wird der karbonatisierte Beton komplett entfernt und durch neuen Beton bzw. Reparaturmaterialien ersetzt. Die Berechnung der Karbonatisierungstiefe nach der Instandsetzung kann mit Gleichung (3.2) durchgeführt werden. Allerdings ist der Karbonatisierungsfaktor des Reparaturmaterials zu verwenden und für die Zeit die Zeitdauer bis zur Instandsetzung vom Bauwerksalter zu subtrahieren (Neustart der Schädigungsberechnung nach Instandsetzung).

3.2 Chlorideindringung

Durch den Einsatz von Tausalzen, aber auch durch Meerwasser und Seeluft werden Bauwerke mit Chloriden kontaminiert. Die Chloride gelangen durch Diffusion oder durch kapillares Saugen in den Beton (VOLKWEIN 1991). Wenn die Chloridkonzentration auf Höhe der Bewehrung einen kritischen Wert übersteigt, wird die Passivschicht des Betonstahls verletzt und es kann zu Korrosion kommen.

Die maßgebenden Einflussgrößen für die Chlorideindringung sind der Diffusionskoeffizient des Betons, welcher von der Betonzusammensetzung abhängt und vor allem die Intensität der Chloridbeaufschlagung. Zur Ermittlung der Beaufschlagungsintensität müssen unterschiedlich stark beaufschlagte Bauteilbereiche unterschieden werden.

Laut (BAST 1988) können verschiedene Bereiche einer Brücke definiert werden, für die unterschiedliche Chloridbeaufschlagung maßgebend werden.

In (ZTV-ING, 2003-01) werden Bauteile in drei verschiedene Einwirkungsbereiche unterteilt:

- Spritzwasserbereich
 - In den Spritzwasserbereich sind alle Bauteile einzuordnen, die mit Tausalzsole beaufschlagt werden können.
 - Zum Spritzwasserbereich zählen insbesondere Kappen, Schutz- und Leiteinrichtungen und Teilbereiche von Trogwänden, Stützwänden, Widerlagerwänden, Tunnelwänden, Stützen, Pfeilern, Pylonen und Zügelgurten. Bauwerksgeometrie und Lage der Bauteile

zu den Fahrbahnen müssen dabei besonders berücksichtigt werden. Die betroffenen Bauteile sind eindeutig festzulegen.

- Sprühnebelbereich
 - Dem Sprühnebelbereich sind alle Bauteile zuzuordnen, die im Einwirkungsbereich des Tausalzsprühnebels, aber außerhalb des Spritzwasserbereiches liegen. Hierzu zählen insbesondere Unterseiten von Brücken, wenn unter der Brücke Fahrbahnen vorhanden sind.
- Sonstiger Bereich
 - Bauteile, die weder im Spritzwasser- noch im Sprühnebelbereich liegen, sind dem sonstigen Bereich zuzuordnen, zu dem insbesondere Innenflächen von Hohl Pfeilern, Widerlagern und Hohlkästen zählen.

Eine örtliche Unterscheidung für unterschiedliche Chloridbeaufschlagung wird als sinnvoll erachtet und sollte sich an oben angegebenen Einwirkungsbereichen orientieren. Für das Beispiel des Überbaues, vorausgesetzt die Abdichtung ist funktionstüchtig, ist der gesamte Überbau in den Sprühnebelbereich einzuordnen, ausgenommen Hohlkastenquerschnitte, die sich in Sprühnebelbereiche (Außenseite) und Sonstige Bereiche (Innen) untergliedern lassen. Diese Untergliederung korrespondiert auch mit der für Hohlkästen zweckmäßigen Untergliederung der Prüfebene in „Innen“ und „Außen“.

Eine örtliche Unterscheidung bezüglich der Schadensfolge wird nicht vorgesehen, da es bei der Chlorideindringung als reiner Dauerhaftigkeitsschaden keine kritischen Bereiche gibt. Die unterschiedlichen kritischen Bereiche infolge Korrosion, welche eine direkte Folge der Chlorideindringung ist, werden im Kapitel der Korrosion behandelt.

Unterschiede die sich aus unterschiedlichem Sanierungsaufwand im Schadensfalle herleiten werden ebenso nicht explizit berücksichtigt, da der maßgebende Parameter beim Sanierungsaufwand, abgesehen von der Schadensschwere, die Zugänglichkeit ist, welche sich bereits durch den unterschiedlichen Prüfaufwand im Falle eines Hohlkastenquerschnitts niederschlägt.

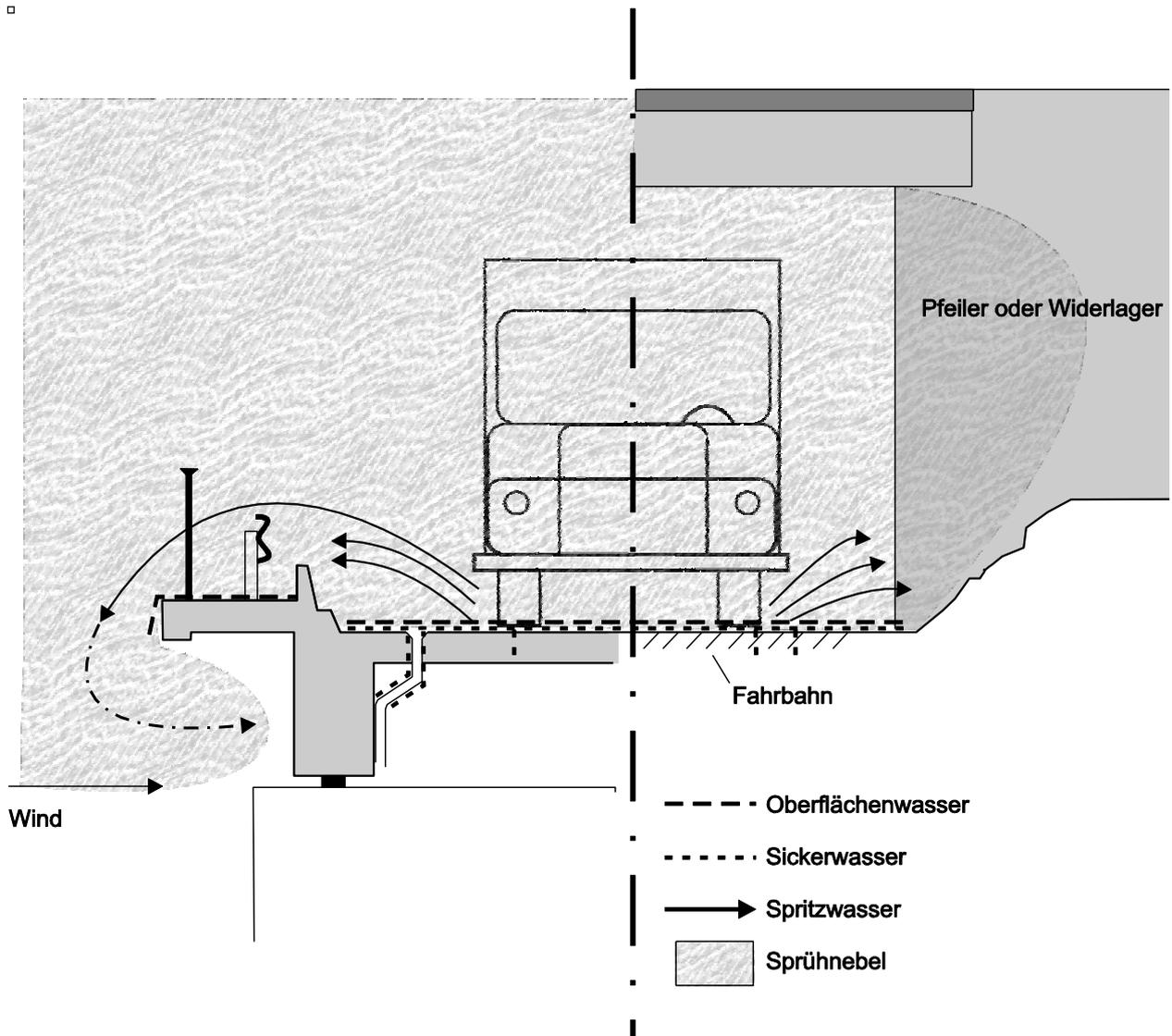


Bild 36: Einwirkung von Tausalzlösung auf die verschiedenen Bauteile (nach BASt 1988)

Schädigungsmodell

Die Chlorideindringung war in der Vergangenheit bereits Ziel intensiver Forschungen und es wurden zahlreiche Modelle mit verschiedenen Genauigkeiten entwickelt. Im Folgenden wird anhand zweier probabilistischer Modelle, die Herangehensweisen empirischer und physikalisch-chemischer Modelle erläutert.

Empirisches Schädigungsmodell

Um Aussagen über die Wahrscheinlichkeit einer chloridinduzierte Depassivierung der Bewehrung treffen zu können, muss bei der empirischen Modellierung die Chloridkonzentration an der Bewehrung in Abhängigkeit der Zeit ermittelt werden und der Betondeckung gegenübergestellt werden.

Die Grenzzustandsgleichung schreibt sich als:

$$g_c(t) = d - x_c \quad (3.9)$$

mit

$g_c(t)$	Grenzzustandsfunktion der Chlorideindringung in Abhängigkeit der Zeit [-]
d	Betondeckung [cm], je nach betrachtetem Schadensniveau
x_c	Eindringtiefe für eine konstante Chloridkonzentration [cm]

Anstatt der Betondeckung für das Schadensniveau $D = 3$, muss für die Fälle $D = 2$ und $D = 1$, lediglich $1/3$ bzw. $2/3$ der Betondeckung eingesetzt werden.

Nach (POMMERENING et al. 2008a) und (NOVAK et al. 2002) errechnet sich die Chlorideindringung folgendermaßen:

$$x_C = \sqrt{D_W \cdot a_C \cdot t} \quad (3.10)$$

mit

- x_C Eindringtiefe für eine konstante Chloridkonzentration [cm]
- D_W Chloridwanderungskoeffizient im Beaufschlagungszeitraum [cm²/a]
- a_C Anteil der Dauer der Chloridbeaufschlagung am Bauteilalter [-]
- t Dauer der Beaufschlagung [a]

Der Chloridwanderungskoeffizient lässt sich für eine erste Abschätzung aus der Literatur entnehmen. Er ist meist für verschiedene kritische Chloridkonzentrationen angegeben.

Physikalisch-chemisches Schädigungsmodell

Die Grenzzustandsfunktion des wissenschaftlich entwickelten physikalisch-chemischen Ansatzes lässt sich analog zu Gleichung (3.9) folgendermaßen formulieren:

$$g_C(t) = d - x_C \quad (3.11)$$

mit

- $g_C(t)$ Grenzzustandsfunktion der Chlorideindringung in Abhängigkeit der Zeit [-]
- d Betondeckung [cm], je nach betrachtetem Schadensniveau
- x_C Eindringtiefe für eine konstante Chloridkonzentration [cm]

Das probabilistische Schädigungsmodell wird mittels Transportvorgängen, welche sich durch das 2. Ficksche Gesetz darstellen lassen beschrieben (GEHLEN 2000), (DURACRETE 2000), (LENTZ 2001), (MALIOKA 2008):

$$x_C = 2 \cdot \sqrt{k_e \cdot k_c \cdot D_{W,0} \cdot t_0^n \cdot t^{1-n}} \cdot \operatorname{erf}^{-1} \left(1 - \frac{C_{krit}}{C_S} \right) \quad (3.12)$$

mit

- C_{krit} kritische Chloridkonzentration [M.-%/z]
- C_S Chloridkonzentration an der Betonoberfläche zum Zeitpunkt t [M.-%/z]
- $D_{W,0}$ Chloriddiffusionskoeffizient von wassergesättigtem Beton zum Referenzzeitpunkt t_0 [mm²/a]

- k_e Korrekturparameter für $D_{W,0}$ zur Berücksichtigung der Umgebungstemperatur [-]
- k_c Korrekturparameter zur Berücksichtigung der Nachbehandlungsmethode [-]
- n Altersexponent zur Berücksichtigung der Zeitabhängigkeit [-]
- t_0 Referenzzeitpunkt [a]
- $\operatorname{erf}(\dots)$ Fehlerfunktion

Die Startwerte für eine Beispielberechnung der Chloridkonzentration mittels des probabilistischen Modells können (DURACRETE 2000) entnommen werden.

Essentiell für die Betrachtung der Chlorideindringung ist die Wahl einer kritischen Chloridkonzentration. Die kritische Chloridkonzentration bei welcher die Korrosion einsetzt ist von der Qualität des Betons sowie von der herrschenden Feuchtigkeit abhängig und ist aktuell Gegenstand intensiver Diskussion. In Bild 37 ist der kritische Chloridgehalt in Abhängigkeit von der Betonqualität und der Bauteilfeuchtigkeit gegeben.

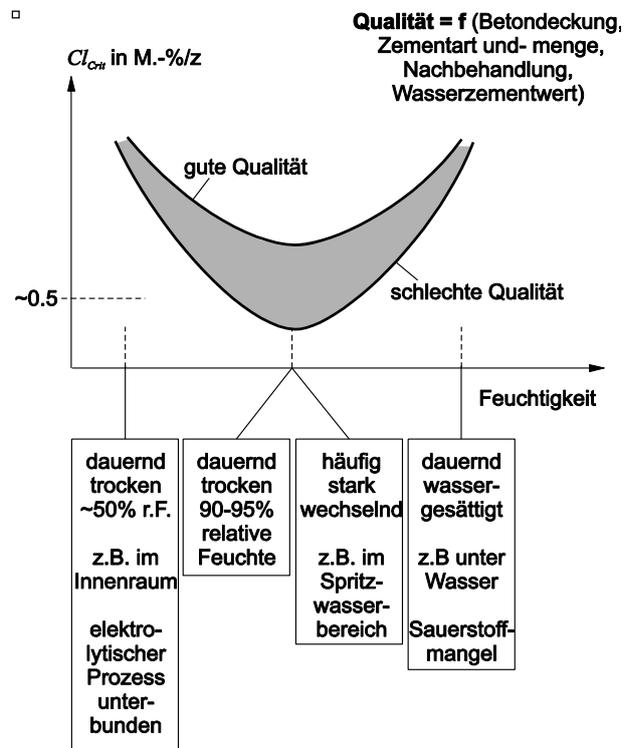


Bild 37: Kritischer Chloridgehalt in Abhängigkeit von der Betonqualität und der Feuchtigkeit (nach GEHLEN 2000)

Ein weiterer Ansatz (siehe Bild 38 aus BREIT 2001) gibt eine Korrosionswahrscheinlichkeit in Abhängigkeit des kritischen Chloridgehaltes an. So ist ein Chloridgehalt von 0,2 M.-%/z als untere

Grenze des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes zu sehen. Bei steigendem kritischen Chloridgehalt wird auch die Korrosionswahrscheinlichkeit größer. Allerdings wird hierbei nicht auf den Einfluss der Betongüte eingegangen.

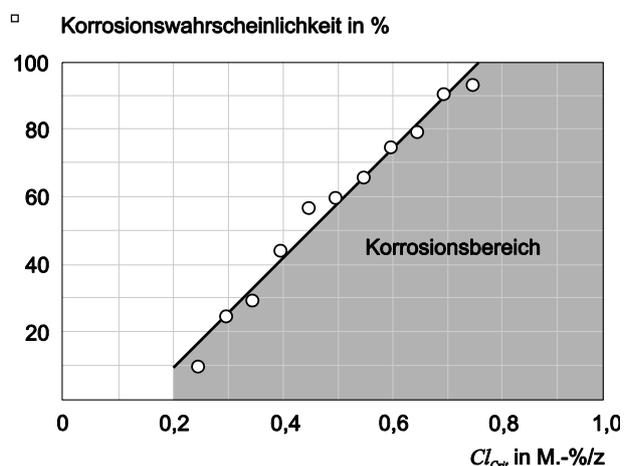


Bild 38: Wahrscheinlichkeit von Bewehrungskorrosion in Abhängigkeit des kritischen Chloridgehaltes (nach BREIT 2001)

Im weiteren Verlauf des Forschungsprojekts wird der kritische Chloridgehalt gemäß 5.2.7 (EN 206-1 (2001-07); DIN 1045-2 (2008-08)) definiert. Dies entspricht auch den in den Beispielschäden aus (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) genannten Werten.

Betonverwendung	Klasse des Chloridgehaltes	Höchstzulässiger Chloridgehalt bezogen auf den Zement im Massenanteil
ohne Betonstahlbewehrung oder anderes eingebettetes Metall (mit Ausnahme von korrosionsbeständigen Anschlagvorrichtungen)	Cl 1,00	1,00 %
mit Betonstahlbewehrung oder anderem eingebetteten Metall	Cl 0,40	0,40 %
mit Spannstahlbewehrung	Cl 0,20	0,20 %

Tab. 11: Höchstzulässiger Chloridgehalt (EN 206-1 (2001-07))

Chloridwanderungskoeffizienten sind in (NOVAK et al. 2002) und (POMMERENING et al. 2008a) gegeben.

Standardsicherheits-, Verkehrssicherheits- und Dauerhaftigkeitsbewertung

In (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) wird die Tausalzbeanspruchung gemäß Tab. 12 bewertet:

Brücken, Überbau / * / Beton / Tausalzschaden	S	V	D
Chlorideindringtiefe (> 0,4 M%-Z bei Stahlbeton, bzw. > 0,2 M%-Z bei Spannbeton) beträgt 1/3 der Betondeckung	0	0	1
Chlorideindringtiefe (> 0,4 M%-Z bei Stahlbeton, bzw. > 0,2 M%-Z bei Spannbeton) beträgt 2/3 der Betondeckung	0	0	2
Chloridfront (> 0,4 M%-Z bei Stahlbeton, bzw. > 0,2 M%-Z bei Spannbeton) reicht an Tragbewehrung heran	0	0	3

Tab. 12: Dauerhaftigkeitsbewertung bei Chloridbeaufschlagung

Demnach ergibt sich durch Chlorideindringung lediglich eine Dauerhaftigkeitsbeeinflussung, welche abhängig von der Betondeckung ist.

Mögliche Interaktionen

Die Depassivierung des Bewehrungsstahls infolge Chlorideindringung ist neben der Karbonatisierung Voraussetzung für die Bewehrungskorrosion. Im Gegensatz dazu können andere Schäden einen großen Einfluss auf die Chlorideindringung haben. Sämtliche Schäden deren Auswirkungen Risse und Störungen des Betongefüges sind, sind hierbei zu nennen.

Der Einfluss von Rissen, besonders im Bezug zur Betondeckung wird nach wie vor intensiv diskutiert. So beginnt laut (SARJA, VESIKARI 1996) bei Rissen größer als 0,1-0,3 mm die Korrosion ohne vorhergehende Depassivierung der Bewehrung. Verschiedene von (SCHIEßL 1986) zusammengestellte Versuchsergebnisse zeigen, dass bei chloridbeaufschlagten Rissen zwischen 0,2 und 0,3 mm (bei einer Betondeckung von ca. 3 cm) eine Depassivierung binnen eines Jahres zu erwarten ist. (MELCHERS et al. 2006) schreibt, dass durch Risse (Microrisse kleiner als 0,3mm) mehr Chlorid eindringen kann. Demnach hat belasteter Beton, vor allem in der Zugzone, eine größere Durchlässigkeit. Bei größeren Rissen ist der Bewehrungsstahl direkt den Umgebungsbedingungen ausgesetzt. Laut (GEHLEN, SODEIKAT 2003) ist die Einleitungsphase bis zur Depassivierung bei gerissenen Querschnitten stark verkürzt (u. U. unter fünf Jahren). Die Betondeckung (bei Chloriden

auch die Wasserbeaufschlagung) wirkt sich aber stärker auf die Depassivierung aus als die Rissbreite.

In (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) werden Risse gemäß Tab. 13 beurteilt:

Brücken, Überbau / * / Beton / Risse, (Dauerhaftigkeit)	S	V	D
Risse im Sprühnebelbereichs mit Rissweiten 0,1 – < 0,2 mm		0	2
Risse im Sprühnebelbereichs mit Rissweiten 0,2 – < 0,4 mm		0	3
Risse im Sprühnebelbereichs mit Rissweiten > = 0,4 mm, D = 3-4		0	
sich unter Verkehrslast bewegende Risse > 0,4 mm		0	4

Tab. 13: Einfluss von Rissen auf die Dauerhaftigkeitsbewertung

Zur Berücksichtigung der Rissbreiten wird im weiteren Verlauf des Forschungsprojekts die Dauerhaftigkeitsbewertung von Rissen im Sprühnebelbereich der Dauerhaftigkeitsbewertung in Abhängigkeit der Chlorideindringtiefe gegenübergestellt. So entsprechen Risse mit 0,1-0,2 mm (D = 2) einer Chlorideindringtiefe (> 0,4 M.-%/z bei Stahlbeton, bzw. > 0,2 M.-%/z bei Spannbeton) von 2/3 der Betondeckung (D = 2). Risse größer 0,2 mm im Sprühnebelbereich (D = 3) entsprechen demnach einer Chloridfront auf Höhe der Tragbewehrung.

Somit lässt sich die Interaktion zwischen Rissen und Chlorideindringung wie folgt zusammenfassen:

Risse < 0,1 mm	Dauerhaftigkeit 0 weitere Betrachtung wie ungerissener Beton Depassivierungsfortschritt analog zu ungerissenem Beton
Risse 0,1-0,2 mm	Dauerhaftigkeit 2, kritische Chloridkonzentration bei 2/3 der Betondeckung Depassivierungsfortschritt analog zu ungerissenem Beton
Risse 0,2-0,4 mm	Dauerhaftigkeit 3, kritische Chloridkonzentration an Bewehrung kein Depassivierungsfortschritt mehr
Risse > 0,4 mm	Dauerhaftigkeit 3-4, direkte Beaufschlagung mit Chloriden kein Depassivierungsfortschritt mehr

Eine Bewertung des Einflusses von Hohlstellen, Kiesnester und Abplatzungen auf die Depassivierung erscheint mangels genauer Klassifizierungsverfahren der Hohlstellen schwierig. Auch sind die Bewertungsvorschläge aus (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) für Hohlstellen und Abplatzungen nicht kompatibel mit den Bewertungen für Risse im Sprühnebelbereich. So sind Risse > 0,4 mm im Sprühnebelbereich mit Dauerhaftigkeit 3-4 zu bewerten, während Abplatzungen mit freiliegender Bewehrung lediglich mit Dauerhaftigkeit 1-2 angesetzt werden. Es wird empfohlen, von Seiten des Bauwerksprüfers den Einfluss auf die Dauerhaftigkeit von Hohlstellen und Abplatzungen im Bezug auf Risse zu bewerten.

Untersuchungsmethoden

Nachdem die Chlorideindringung mit einer Wahrscheinlichkeit, welche der jeweiligen Grenzwahrscheinlichkeit entspricht, das jeweilige Schadensniveau erreicht hat, muss durch die Bauwerksprüfung der tatsächliche Zustand überprüft werden. Beim Vorgehen mit der empirischen Modellierung, bietet sich hierzu eine Bestimmung der tatsächlichen Chlorideindringtiefe mittels Messung eines Chloridprofils an. Um mit den gemessenen Werten den Chloridwanderungskoeffizienten zu bestimmen wird Gleichung (3.10) nach D_w aufgelöst.

$$D_w \cdot \alpha_C = \frac{x_{c,i}^2}{t_i} \tag{3.13}$$

mit

$D_w \cdot \alpha_C$	Chloridwanderungskoeffizient [cm ² /a]
$x_{c,i}$	Eindringtiefe des kritischen Chloridgehaltes [cm]
t_i	Bauwerksalter zum Zeitpunkt der Messung [a]

Zur Ermittlung der tatsächlichen Chlorideindringtiefe kommen in der Regel verschiedene chemische Verfahren und Schnelltests zum Einsatz, welche an Bohrmehlproben durchgeführt werden. Auch Sprühverfahren, vergleichbar dem Indikator-test zur Bestimmung der Karbonatisierungsprüfung, finden Verwendung. Die Genauigkeit dieser Prüfverfahren geht von „hinreichend genaue Bestimmung des Chloridgehaltes“ bei nasschemischen Laborverfahren, bis zu „minderen Genauigkeit“ bei Schnelltests mittels Teststreifen. Nachteil dieser Prüfverfahren sind die Eingriffe in die Bauwerkssubstanz zur Gewinnung des Bohrmehls, bzw. zur Erzeugung frischer Bruchflächen beim Sprühtest und der Stichprobencharakter der Prüfung. Ein zerstörungsfreies Prüfverfahren mittels

spektroskopischer Laseranalyse (BAULIBS), welches auch für die großflächige Bestimmung des Chloridgehaltes geeignet ist, befindet sich derzeit in der Entwicklung, ist aber für den Baustelleneinsatz noch nicht geeignet. Weiterführende Literatur hierzu findet sich unter <http://www.baulibs.de/> und zur herkömmlichen Bestimmung des Chloridgehaltes unter (DORNER 1989), (DORNER, KLEINER 1989) und (SPRINGENSCHMID 1989). In (HILLEMEIER et al. 1999) sind die genannten Verfahren zur Bestimmung des Chloridgehaltes als Prüfverfahren mit erhöhtem technischen Aufwand beschrieben.

Instandsetzungsmöglichkeiten

Zur Instandsetzung von chloridbeaufschlagtem Beton bieten sich analog zur Karbonatisierung zwei verschiedene Verfahren an. Falls Verfahren angewandt werden, welche die Chlorideindringung verlangsamen wird die Chlorideindringtiefe nach (NOVAK et al. 2003) wie folgt berechnet:

$$x_C = \sqrt{D_W \cdot (t_C - t_{C,inst})} + \sqrt{D_{W,inst} \cdot t_{C,inst}} \quad (3.14)$$

mit

x_C	Eindringtiefe für eine konstante Chloridkonzentration [cm]
D_W	Chloridwanderungskoeffizient [cm^2/a]
$D_{W,inst}$	Chloridwanderungskoeffizient während der Wirksamkeit der Instandsetzungsmaßnahme [cm^2/a]
t_C	Dauer der Chloridbeaufschlagung [a]
$t_{C,inst}$	Dauer der Chloridbeaufschlagung während Wirksamkeit der Instandsetzungsmaßnahme [a]

Startwerte für Chloridwanderungskoeffizienten während der Instandsetzungswirksamkeit und für die Wirksamkeitsdauer von Instandsetzungen sind noch nicht gegeben.

Eine weitere Möglichkeit ist analog zur Karbonatisierung ein Entfernen des chloridverseuchten Betons und eine Neuprofilierung. Nach durchgeführter Instandsetzung lässt sich die Chlorideindringtiefe auf Grundlage des Chloridwanderungskoeffizienten des Reparaturmaterials und den Umgebungsbedingungen erneut von Null an berechnen.

3.3 Bewehrungskorrosion:

Die Bewehrungskorrosion ist die Hauptursache für Schäden an Stahlbetonbauteilen (HILLEMEIER et al. 1999), (SCHIEßL, MAYER 2007), (EMPELMANN, HEUMANN 2009) usw. Die Bewehrungskorrosion kann in zwei Teilprozesse getrennt werden (SCHIEßL 1986). Beim anodischen Teilprozess, der eigentlichen Eisenauflösung gehen Eisenionen (Fe^{++}) in Lösung. Beim kathodischen Teilprozess werden die freien Elektronen vom Wasser und Sauerstoff aufgenommen, wodurch sich Hydroxidionen (OH^-) bilden (siehe Bild 39).

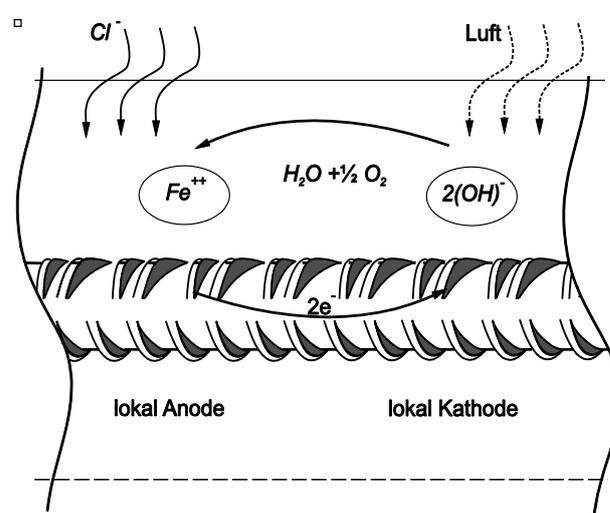


Bild 39: Schematische Darstellung der Korrosion (nach BREIT 2008)

Der Korrosionsprozess lässt sich in die Einleitungsphase und die Schädigungsphase unterteilen (siehe Bild 40), welche getrennt voneinander betrachtet werden müssen, da sie von unterschiedlichen Parametern abhängen. Bei der Einleitungsphase handelt es sich um die Depassivierung der Bewehrung infolge Karbonatisierung oder Chlorideindringung, welche in den vorhergehenden Kapiteln behandelt wurden. Bei der Schädigungsphase kommt es durch die Korrosion der Bewehrung zu Querschnittsschwächungen des Betonstahls und zu Rissen und Abplatzungen der Betondeckung.

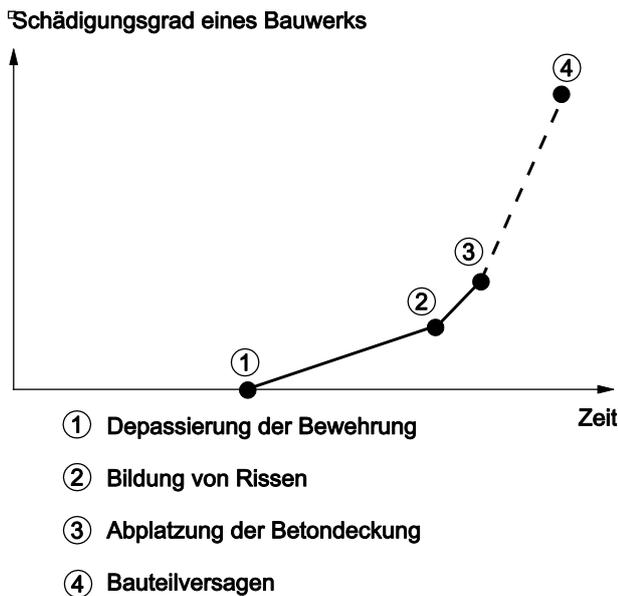


Bild 40: Zeitlicher Verlauf des Korrosionsprozesses (nach TUUTTI 1982)

Zur Schädigung der Bewehrung durch Korrosion müssen folgende Voraussetzungen gegeben sein (HILLEMEIER et al. 1999):

- Depassivierung der Stahloberfläche,
- Sauerstoff,
- Feuchtigkeit.

Wenn eine der drei genannten Voraussetzungen nicht erfüllt ist kommt es nicht zur Korrosion der Bewehrung. Bei Bauwerken im Zuge von Straßen ist aufgrund ihrer Exposition in der Regel stets mit ausreichender Feuchtigkeit und Sauerstoff für den Korrosionsprozess zu rechnen. Ausnahmen hiervon sind z. B. bei trockenen Innenräumen (keine ausreichende Feuchtigkeit) und bei Bauteilen die komplett unter Wasser liegen (Sauerstoff nicht ausreichend) zu finden.

Nach einer Depassivierung der Bewehrung kommt es zu Korrosion, die verschiedene Auswirkungen auf das Bauwerk haben kann:

- Querschnittsverlust der Bewehrung,
- Risse und Abplatzungen der Betondeckung,
- Verminderung der Duktilität der Bewehrung,
- Verminderung des Verbunds zwischen Betonstahl und Beton,
- Reduktion der Zug- und Dauerschwingfestigkeit der Bewehrung.

In der Regel kommt es infolge Korrosion zu einer Volumenzunahme am Bewehrungsstahl. Rost kann dabei das zwei bis sechsfache des Stahlvolumens erreichen (BROOMFIELD 2003).

Es wird in gleichmäßigen Korrosionsabtrag (Mikrozellenkorrosion), meist in der Folge von Karbonatisierung und in Lochfraßkorrosion (Makrozellenkorrosion) unterschieden, die häufig durch hohe Chloridkonzentrationen verursacht wird. Bei der Lochfraßkorrosion (Makrozellenkorrosion) kann es an der Anode örtlich zu massivem Querschnittsverlust kommen, wohingegen an der Kathode blanker unkorrodierter Stahl vorliegt (RAUPACH 2002). Dies ist bei stichprobenhafter Bewehrungsentnahme zur Abschätzung des Korrosionsfortschrittes zu berücksichtigen. Aber auch infolge Karbonatisierung kann Lochfraß (Makrozellenkorrosion) entstehen. Zum Beispiel bei ungleicher Durchfeuchtung oder ungleicher Belüftung, sowie bei örtlich stark begrenzter Depassivierung (im Bereich von Rissen oder Kiesnestern) (RAUPACH 2002). Chloridkorrosion tritt in der Regel als Lochfraßkorrosion auf die bei Sauerstoffmangel auch ohne Volumenvergrößerung stattfinden kann. Das bedeutet dass es nicht zwangsläufig zu Rissen und Abplatzungen kommt. Somit ist chloridinduzierte Bewehrungskorrosion schwierig zu identifizieren. Zudem kann es durch örtlich sehr starke Korrosionsercheinungen zu einem Ausfall der Tragbewehrung kommen. Sehr selten kann es der Fall sein, dass es unter bestimmten Bedingungen nicht zu einer Rostproduktion kommt, sondern sich die Korrosionsprodukte im Porenwasser lösen (MARKESET, MYRDAL 2008). Dadurch entstehen keine Sprengkräfte, welche zu Rissen bzw. Abplatzungen führen würden. Somit kann es zu einem erheblichen Querschnittsverlust kommen, ohne eine Ankündigung in Form von Rissen oder Abplatzungen. Diese, als „schwarzer“ oder „grüner“ Rost, bezeichnete Form der Korrosion tritt auf wenn Anode und Kathode weit voneinander entfernt liegen und an die Anode kein Sauerstoff gelangt (z. B. unter Wasser) (BROOMFIELD 2003).

Der maßgebende Parameter für die Korrosionsgeschwindigkeit ist, Depassivierung vorausgesetzt, das Feuchtigkeitsangebot. Bei zunehmender Feuchtigkeit steigt die Korrosionsgeschwindigkeit zuerst an, um bei wassergesättigtem Beton aufgrund Sauerstoffmangels stark zu verlangsamen (HUNKELER et al. 2006). Dies ist aber laut (RAUPACH 2002) auf dauernd unter Wasser befindliche Konstruktionen beschränkt. Deswegen wird eine örtliche Untergliederung in berechnete Bereiche und vor Regen geschützte Bereiche vorgeschlagen. Diese Untergliederung korreliert mit den Untergliederungsvorschlägen der Prüfebene, die im Falle eines Hohlkastenüberbauquerschnitts die Bereiche „Innen“ und „Außen“ anbietet. Des Weiteren hat die Temperatur einen Einfluss auf die Korrosionsgeschwindigkeit. Aus einem Temperaturabfall von

ca. 10 °K resultiert eine 5-10fach kleinere Abrostungsrate (BROOMFIELD 2003). Allerdings ist die Temperatur über das Bauwerk verteilt konstant anzunehmen.

Eine Untergliederung im Bezug auf die Schadensauswirkung wird für das Beispiel des Überbaues im Bezug auf die Standsicherheit als sinnvoll erachtet. Je nach Ausnutzungsgrad der Bewehrung oder vorhandener Redundanzen (statisch unbestimmte Systeme) sind die Auswirkungen der Korrosion zu unterscheiden. Allerdings bedarf es, um hierrüber Aussagen zu treffen, eines profunden Wissens der Tragstruktur und sämtlichen Grenzzuständen der Tragfähigkeit, welche durch Systemanalysen des jeweiligen Bauwerks bestimmt werden können. Dieser Aufwand ist stets gegenüber den Vorteilen und den Erkenntnisgewinn differenzierter Prüfungen abzuwägen. Die örtliche Untergliederung bezüglich der Dauerhaftigkeit wird für das Beispiel des Überbaues analog zu den Prüfebene festgelegt, da sich dadurch auch die unterschiedliche Zugänglichkeit, welche den Hauptunterschied bei den Instandsetzungskosten ausmacht, abbilden lassen. Im Bezug auf die Verkehrssicherheit kann in unterschiedliche Bauwerksbereiche untergliedert werden (Abplatzungen infolge Korrosion über dem Verkehrsraum). Allerdings sollten hierbei im Einzelfall die Vor- und Nachteile einer Untergliederung gegeneinander abgewogen werden.

Schädigungsmodell

Zur Modellierung der verschiedenen Korrosionsauswirkungen sind in der Literatur diverse Modelle zu finden. So lässt sich der zeitliche Fortschritt des Querschnittsverlustes durch Abrostungsraten in Abhängigkeit von Expositionsklassen (DURACRETE 1998), Feuchtigkeitszuständen (SARJA, VESIKARI 1996), oder Betondeckung und Chloridkonzentration (NOVAK et al. 2002) ermitteln. Auch für Risse und Abplatzungen (HUNKELER et al. 2006); (SARJA, VESIKARI 1996); (BROOMFIELD 2003); (MARKESET, MYRDAL 2008); (DURACRETE 2000) und Verlust des Verbundes (WANG, LIU 2004) sind Modelle in der Literatur zu finden. Darüber hinaus ist das Modellieren von Bewehrungskorrosion aktuell Gegenstand intensiver Forschung, was sich in der Einrichtung einer eignen DFG- Forschergruppe (DFG 537) zeigt.

Im Folgenden wird der Schädigungsverlauf bei Bewehrungskorrosion durch einen zeitlich linearen Korrosionsabtrag behandelt, welche je nach betrachtetem Schädigungsniveau einer zulässigen Abrostung gegenübergestellt wird. Die Grenzzu-

standsfunktion kann folgendermaßen aufgestellt werden:

$$g_{BK}(t) = \Delta s_{zul} - \Delta s \quad (3.15)$$

mit

$g_{BK}(t)$ Grenzzustandsfunktion der Bewehrungskorrosion in Abhängigkeit der Zeit [-]

Δs_{zul} Zulässige Korrosionsabtrag [μm], je nach Schädigungsniveau

Δs Absoluter Korrosionsabtrag [μm]

Auf die Bestimmung des zulässigen Korrosionsabtrags wird im Unterkapitel zur Auswirkung auf die Standsicherheit näher eingegangen. Der Korrosionsabtrag lässt sich folgendermaßen ermitteln:

$$\Delta s = r_{Bew} \cdot t \quad (3.16)$$

mit

Δs Absoluter Korrosionsabtrag am Bewehrungsstahl [μm]

r_{Bew} Jährlicher Korrosionsabtrag [$\mu\text{m}/\text{a}$]

t Zeit nach Depassivierung der Bewehrung [a]

Gegebenenfalls ist eine Unterscheidung in unterschiedliche Schädigungsmodelle für Querschnittsverlust, Risse, Abplatzungen und Verlust des Verbundes angebracht und sollten Gegenstand weiterer Forschungen sein. Risse und Abplatzungen sind eine direkte Folge aus dem Korrosionsabtrag und dem daraus folgenden Sprengdruck des Korrosionsprodukts und könnten über eine Modellierung in Bezug auf die Abrostung abgehandelt werden. Etwas anders verhält es sich beim Verlust des Verbundes infolge Korrosion. Zwar kommt es durch das Korrosionsprodukt erst zu einem Anstieg der übertragbaren Verbundspannung (ALMUSALLAM et al. 1996), allerdings wurde in (FIB 2000) durch Versuche nachgewiesen, dass durch Korrosion die Verbundtragfähigkeit schneller herabgesetzt wird als die Querschnittstragfähigkeit infolge einer Querschnittsschwächung. Dies sollte bei weiterführenden Untersuchungen berücksichtigt werden.

Wie bei der Darstellung des Schädigungsmodells bereits erwähnt wurde, wird für dieses Forschungsprojekt die Bewehrungskorrosion aus-

schließlich über Abrostungsraten behandelt, von denen einige im Folgenden genannt werden.

In (NOVAK et al. 2002) sind Abrostungsraten ($\mu\text{m/a}$) in Abhängigkeit der Betondeckung d , der Chloridkonzentration und der Karbonatisierung gegeben (Tab. 14).

Karbonatisierung	Beton-deckung d	Chloridkonzentration	jährliche Abtragsrate (Startwert)
ja	$d \leq 2 \text{ cm}$	-	60 μm
	$2 \text{ cm} < d \leq 4 \text{ cm}$		20 μm
	$d > 4 \text{ cm}$		3 μm
ja	alle (unabhängig von der Betondeckung)	0,5 M%	100 μm
		2,0 M%	150 μm
nein	alle (unabhängig von der Betondeckung)	0,5 M%	10 μm
		2,0 M%	50 μm

Tab. 14: Abtragsraten infolge Korrosion für Karbonatisierung und Chlorideindringung (NOVAK et. al. 2002)

Weitere Korrosionsraten werden in (DURACRETE 1998) genannt. Hierin wird abhängig von der Expositions-kategorie (DIN 1045-1 (2008-08)) der Mittelwert und die Standardabweichung für die Korrosionsgeschwindigkeit ($\mu\text{m/Jahr}$) wie folgt angegeben.

Expositions-kategorie		Korrosionsgeschwindigkeit, $\mu\text{m/Jahr}$		Nasszeit (Mittelwert)
		Mittelwert	Standardabw.	
Chloridinduzierte Korrosion				
XD1	Nass, selten trocken	4	3	1
XD2	Wechselnd nass und trocken	30	20	0,75
XS1	Salzhaltige Luft	30	20	0,5
XS2	Ständig unter Wasser	Korrosion ist nicht zu erwarten, ausgenommen bei schlechtem Beton und/oder ungünstiger Überdeckung		
XS3	Tidebereich	70	40	1
Karbonatisierungsinduzierte Korrosion				
XC1	Trocken	0		
XC2	Nass, selten trocken	4	3	1
XC3	mässige Feuchte (unbewittert)	2	1	0,5
XC4	Wechselnd nass und trocken	5	3	0,75

Tab. 15: Korrosionsraten in Abhängigkeit der Expositions-kategorien (DURACRETE 1998)

Bei der Nasszeit handelt es sich um den Zeitanteil des Jahres bei dem ausreichend Feuchtigkeit für Korrosion vorhanden ist. D. h. dass die Abtragsraten mit dem Faktor für die Nasszeit multipliziert werden müssen. Die Wahrscheinlichkeitsverteilung ist als Weibull angegeben.

Ein weiterer Ansatz für die Vorhersage der Korrosionsgeschwindigkeit von Bewehrungsstahl nach der Depassivierung der Bewehrung ist in (SARJA, VESIKARI 1996) in Abhängigkeit der relativen Feuchtigkeit zu finden (Mittelwerte).

Relative Feuchtigkeit [%]	Korrosionsrate bei 20°C [$\mu\text{m}/\text{Jahr}$]	
	Karbonatisierter Beton	Chlorid kontaminierter Beton
99	2	34
95	50	122
90	12	98
85	3	78
80	1	61
75	0,1	47
70	0	36
65	0	27
60	0	19
55	0	14

Tab. 16: Korrosionsraten in Abhängigkeit von der Feuchtigkeit (SARJA, VESIKARI 1996)

Für direkt berechnete Bauteile ermittelt (SARJA, VESIKARI 1996) eine durchschnittliche relative Feuchtigkeit von 95 % und für Bauteile die vor Regen geschützt sind wird eine durchschnittliche relative Feuchtigkeit von 90 % vorgeschlagen. Die Bauteiltemperatur hat laut (SARJA, VESIKARI 1996) ebenso Einfluss auf die Korrosionsrate und kann mithilfe folgender Formel berechnet:

$$r_{Bew} = c_T \cdot r_0 \quad (3.17)$$

mit

r_{Bew} Jährlicher Korrosionsabtrag [$\mu\text{m}/\text{a}$]

c_T Temperaturkoeffizient [-]

r_0 Jährlicher Korrosionsabtrag bei +20°C [$\mu\text{m}/\text{a}$]

Tab. 17 zeigt Temperatur Koeffizienten, welche von (SARJA, VESIKARI 1996) für ausgewählte europäische Städte genannt werden. Allerdings wird ausdrücklich darauf verwiesen das die Bauteilerwärmung durch direkte Sonnenbestrahlung nicht berücksichtigt wurde.

Stadt	c_T
Sondankylä (Nord-Finnland)	0.21
Helsinki	0.32
Amsterdam	0.47
Madrid	0.73

Tab. 17: Temperaturkoeffizienten zur Berücksichtigung des Temperatureinflusses (SARJA, VESIKARI 1996)

Weiterer Forschungstätigkeit (Temperatur, usw.) wird auch durch DFG-Forschergruppe 537 „Modellieren von Bewehrungskorrosion“ verfolgt.

In Tab. 18 und Tab. 19 werden für die chloridinduzierte und karbonatisierungsinduzierte Korrosion die Eingangsparameter der unterschiedlichen Modellierungen aufgelistet.

Chloridinduzierte Korrosion						
Model	Chloridkonzentration	Karbonatisierung	Feuchtigkeit	Expositions-klassen	Nasszeit	Temperatur
NOVAK	X	X				
DURACRETE				X	X	
SARJA			X			X

Tab. 18: Vergleich der Parameter bei chloridinduzierter Korrosion

Karbonatisierungsinduzierte Korrosion					
Model	Beto-n-deckung	Feuchtigkeit	Expositions-klassen	Nasszeit	Temperatur
NOVAK	X				
DURACRETE			X	X	
SARJA		X			X

Tab. 19: Vergleich der Parameter bei karbonatisierungsinduzierter Korrosion

Die von Novak vorgeschlagenen Abrostungsraten erscheinen im Vergleich zu den Werten nach DURACRETE und SARJA etwas hoch und der Einfluss der Durchfeuchtung wird nicht angegeben. Wenn man allerdings die Annahme zugrundelegt das es sich hierbei vermutlich um Quantilwerte

handelt und die Ergebnisse von DURACRETE und SARJA aus Laborversuchen (Betonqualität) stammen, relativiert sich der Anschein.

Für die weitere Bearbeitung des Forschungsprojekts werden für die karbonatisierungsinduzierte Korrosion Mittelwerte für die Korrosionsraten, gemäß Tab. 20 vorgeschlagen.

	$d < 3 \text{ cm}$	$d > 3 \text{ cm}$
Berechnet	50	25
Regen geschützt	10	5

Tab. 20: Vorschlag für Korrosionsraten bei karbonatisierungsinduzierter Korrosion

Die Wahrscheinlichkeitsverteilung wird in Anlehnung an DURACRETE als Weibull und der Variationskoeffizient zu 0,7 gewählt.

Für die chloridinduzierte Korrosion wird die Korrosionsrate als Weibull verteilt mit einem Mittelwert von 50 $\mu\text{m/a}$ und einem Variationskoeffizient von 0,7 vorgeschlagen.

Auf eine Unterscheidung nach der Chloridkonzentration wird verzichtet, da durch die Definition eines kritischen Chloridgehaltes bei der Depassivierungsbetrachtung die betrachtete Chloridkonzentration bereits festlegt wird. Auch auf die Unterscheidung nach Beregnung bzw. vor Regen geschützt kann an dieser Stelle verzichtet werden, da laut SARJA dieser Einfluss geringer ist als bei karbonatisierungsinduzierter Korrosion und an chloridbeaufschlagten Bauteile in der Regel auch ausreichend Feuchtigkeit für Korrosion vorhanden ist.

Standssicherheits-, Verkehrssicherheits- und Dauerhaftigkeitsbewertung

Die Korrosion von Bewehrungsstahl ist ein Schaden, der auf Standssicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit einen Einfluss hat. Der Einfluss auf die Standssicherheit ist in erster Linie auf den Querschnittsverlust und auf die entstehenden Risse (Verlust des Verbundes) zurückzuführen. So sind in (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) abhängig vom Abrostungsgrad verschiedene Standssicherheitsbewertungen gegeben. Hierin wird in korrodierte Bewehrung (S = 1), einsetzende Querschnittsminderung (S = 2), fortgeschrittene Querschnittsminderung (S = 3) und teilweisen Ausfall der Tragbewehrung (S = 4) unterschieden.

Brücken, Überbau / * / Beton / außer Betondeckung	S	V	D
Abplatzungen im oberflächennahen Bereich mit oder ohne freil. Bewehrung D = 1-2	0	0	
Abplatzungen wie vor, aber über Verkehrsraum, V = 1-3, D= 1-2	0		
freiliegende Tragbewehrung mit korrodiertem Bewehrung (keine nennenswerte Querschnittsminderung)	1	0	2
Tragbewehrung liegt im karbonatisierten Bereich und ist korrodiert (nicht Spannbewehrung)	1	0	3
freiliegende Tragbewehrung mit korrodiertem Bewehrung (einsetzende Querschnittsminderung)	2	0	3
stark korrodierte Tragbewehrung (fortgeschrittene Querschnittsminderung)	3	0	3
stark korrodierte Tragbewehrung (teilweiser Ausfall von Tragbewehrung)	4	0	4

Tab. 21: Schadensbewertungen von Korrosionsschäden

Da eine detaillierte Auswertung der Zusammenhänge zwischen den modellierten Abrostungen und der Standssicherheit des Bauwerks nur in Einzelfällen und zudem nur mit immensem Aufwand möglich ist, wird im Folgenden der Vorschlag von (POMMERENING et al. 2008b) weiterverfolgt, welcher die Schadensbeispiele mit den zugehörigen Bewertungen Querschnittsschwächungen gegenüber stellt. Um diese Querschnittsschwächungen Abrostungen gegenüber zu stellen, wird ein Standarddurchmesser der Bewehrung zu 20 mm gewählt. Durch diese Annahme lassen sich die zulässigen Abrostungen für jedes Schadensniveau ermitteln (Tab. 22).

Die Auswirkungen auf die Dauerhaftigkeit kann an dieser Stelle vernachlässigt werden, da per Definition (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) die Dauerhaftigkeitsbewertung mindestens der Standssicherheitsbewertung entspricht. Außerdem wird die Dauerhaftigkeitsbewertung ohnehin bereits von den Schäden Chlorideindringung und Karbonatisierung beeinflusst, welche Voraussetzung für die Korrosion sind.

Beispielschaden	Bewertung [S/V/D]	Zugeordnete Querschnittsschwächung	Zugeordnete Abrostung
002-05: Bewehrung liegt im karbonatisierten Bereich, ist korrodiert	1/0/3	0,5 %	25 µm
002-06: Freiliegende Tragbewehrung mit korrodiertem Bewehrung, einsetzende Querschnittsminderung	2/0/3	2 %	100 µm
002-07: stark korrodierte Bewehrung, fortgeschrittene Querschnittsminderung	3/0/3	10 %	500 µm
002-08: stark korrodierte Bewehrung, teilweiser Ausfall der Tragbewehrung	4/0/4	20 %	1.000 µm

Tab. 22: Beispielschäden mit zugehörigen Querschnittsschwächungen (POMMERENING et al. 2008b)

Zur Auswirkungen auf die Verkehrssicherheit wird in (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) bei Abplatzungen über dem Verkehrsraum eine Bewertung von eins bis drei vorgeschlagen. Um auf Basis der Abrostungsraten eine Verknüpfung zu Abplatzungen der Betondeckung herzustellen besteht weiterer Forschungsbedarf. Überlegungen zur Wahrscheinlichkeit von Abplatzungen und Rissen finden sich in (DURACRETE 2000) und (HUNKELER et al. 2006).

Falls die Karbonatisierungstiefe bzw. Chlorid bis zur Spannbewehrung vorgedrungen ist, muss mit Korrosion des Spannstahls gerechnet werden. In (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) wird in diesem Fall zwischen „einsetzender Korrosion“ (S/V/D = 1/0/3) und „korrodierte Spannstähle“ (S/V/D = 3/0/4) unterschieden. Da Spannstahl empfindlicher auf Korrosion reagiert als Bewehrungsstahl wird für den weiteren Verlauf des Forschungsprojekts die Bewertung „einsetzende Korrosion“ der Depassivierung des Spannstahls und einer zulässigen Abrostung von 25 µm gleichgesetzt und die Bewertung „korrodierte Spannstähle“, auf der sicheren Seite liegend auf eine zulässige Abrostung von 100 µm begrenzt.

Mögliche Interaktionen

Da die Korrosion von Bewehrungsstahl und Spannstahl in erster Linie ein standsicherheitsrelevanter Schaden ist müssen in erster Linie die Interaktionen mit anderen Standsicherheitschäden diskutiert werden.

Als erstes ist die Interaktion mit Ermüdung zu berücksichtigen. Zum einen ist die Wechselwirkung zwischen Bewehrungskorrosion und Bewehrungs Ermüdung additiv zu betrachten. So addieren sich die ausgefallenen Bewehrungsstäbe bzw. Spann-

glieder infolge Korrosion und Ermüdung ganz einfach auf. Zum anderen hat die Korrosion Einfluss auf das Werkstoffverhalten der Bewehrung, worauf im Kapitel der Ermüdung weiter eingegangen wird.

Eine weitere Wechselwirkung ist zwischen Bewehrungskorrosion und Spannungsrissskorrosion zu beachten. So ist zwar anzunehmen das die Korrosion der schlaffen Bewehrung keinen direkten Einfluss auf den Schädigungsfortschritt der SpRK hat, aber bei der Ermittlung der Resttragsicherheit bei einem Ausfall von Spannbewehrung ist zu berücksichtigen das weniger Betonstahl zur Verfügung steht. Hierbei wird auch die Versagensart (Duktilität) negativ beeinflusst.

Auch mit der Koppelfugenproblematik ergibt sich eine Wechselwirkung, da der Bewehrungsstahl an der Koppelfuge durch die mögliche Rissbildung mit größerer Wahrscheinlichkeit korrodiert als auf freier Länge und ein Ausfall der schlaffen Bewehrung in Bereichen der Koppelfugen zu einer Reduzierung der Robustheit führt.

Eine weiterer Einfluss ist theoretisch von Rissen infolge Korrosion auf chloridinduzierte und karbonatisierungsinduzierte Depassivierung gegeben, da durch die Risse Chloride und CO₂ schneller zum Bewehrungsstahl vordringen können. Allerdings ist die Depassivierung Voraussetzung damit überhaupt Korrosion stattfinden kann und diese Wechselwirkung in der Praxis irrelevant.

Untersuchungsmethoden

Zur Untersuchung bieten sich verschiedene Verfahren an. Am einfachsten ist die Inaugenscheinnahme des Bauwerks und das Prüfen nach freiliegender Bewehrung, Rissen, Abplatzungen und Rostfahnen. Nachteil dieser Verfahren ist allerdings, dass Korrosion in der Regel erst entdeckt

werden kann, wenn es bereits zu starken Schädigungen gekommen ist. Weitere Angaben hierzu finden sich in (HILLEMEIER et al. 1999).

Eine weitere Untersuchungsmethode zur Detektion von korrodierter Bewehrung ist die Potenzialfeldmessung (BAM 2007). Hierbei wird zur Ortung von Bewehrungskorrosion in Stahl- und Spannbetonbauten die Differenzen der elektromagnetischen Potenziale zwischen der Bewehrung und einer Bezugs Elektrode gemessen. Das Verfahren kann als quasi-zerstörungsfrei bezeichnet werden, da eine elektrisch leitende Verbindung zur zu prüfenden Bewehrung vorhanden sein muss, wodurch Eingriffe in das Bauwerk nötig werden. Da bei diesem Verfahren eine Vielzahl von Parametern einen nicht ganz unerheblichen Einfluss auf die Messgenauigkeit haben, sollte dieses Verfahren Spezialisten vorbehalten bleiben. Aussagen zur Genauigkeit werden im Kapitel 2.7 (Modellierung der Inspektion) vertieft behandelt. Allerdings lässt sich nur aktive Korrosion feststellen und es sind keine Aussagen zum Stadium der Korrosion bzw. zu Korrosionsraten möglich (BAM 2007).

Zu Untersuchungsmethoden der Bewehrungskorrosion im Allgemeinen und zur Potenzialfeldmessung im Besonderen wird auf die Literatur verwiesen (SCHNECK 2005), (GEHLEN et al. 2010), (BROOMFIELD 2003).

Instandsetzungsmöglichkeiten

Die Instandsetzung von korrosionsgeschädigter Bewehrung ist je nach Schadensniveau unterschiedlich durchzuführen. Je nach Korrosionsfortschritt kann es ausreichend sein durch Entrostung und Beschichtung des Bewehrungsstahls und anschließendem reprofiliere der Betonoberfläche eine Instandsetzung durchzuführen, oder im Falle eines größeren Korrosionsfortschritts durch Zulaufbewehrung und Spritzbetonverstärkung die ursprüngliche Tragfähigkeit wiederherstellen. Angaben zur sachgemäßen Instandsetzung finden sich in (ZTV-ING, 2007-12) und (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton 2001).

3.4 Spannungsrisskorrosion

Bei der Spannungsrisskorrosion (SpRK) handelt es sich um Korrosion eines Werkstoffes unter gleichzeitiger Einwirkung einer statischen Zugbeanspruchung, die zu Rissbildung und Rissausbreitung führt. Die Zugbeanspruchung ist unter Umständen bereits durch die Eigenspannungen im Werkstück vorhanden. Da es im Vergleich zu anderen Korrosionsarten oft nicht zu erkennbaren Korrosionerscheinungen kommt und die Risse im Werkstoff

von außen nicht erkennbar sind, kann der Fortschritt der Schädigung in der Regel nicht bestimmt werden. Das Bruchversagen von betroffenen Spannstählen ist spröde, senkrecht zur angreifenden Kraft und ohne Brucheinschnürung. Die Schädigung infolge SpRK lässt sich nach (MIETZ 1999) in drei Phasen unterteilen:

- Rissbildungsprozess – Inkubationszeit der Anrissbildung,
- Risswachstumsprozess – Rissausbreitung infolge von Spannungsrisskorrosion,
- Reißphase.

Bei der SpRK ist zwischen anodischer und kathodischer Korrosion zu unterscheiden, die zwar ähnliche Schädigungsbilder hervorrufen, denen aber unterschiedliche Mechanismen zugrundeliegen.

Bei der anodischen SpRK kommt es zur elektrolytischen Eisenauflösung, wenn durch hohe Zugspannungen oder angreifende Medien die Passivschicht auf dem Spannstahl örtlich zerstört wird. Durch die Eisenauflösung an der Werkstoffoberfläche entsteht ein Riss, an dessen Risspitze sich infolge Belastung und Korrosion keine Passivschicht mehr ausbilden kann und somit das Risswachstum beschleunigt (LINGEMANN eingereicht 2009). Laut (MIETZ 1999) ist die Rissausbreitung bei anodischer SpRK zur Geschwindigkeit der anodischen Metallauflösung äquivalent. Die anodische SpRK ist in der Vergangenheit in erster Linie in der nitrathaltigen Umgebung von Viehställen aufgetreten und für den Brückenbau als äußerst selten einzustufen (LINGEMANN eingereicht 2009).

Bei der kathodischen SpRK wird aufgrund flächiger Korrosion, je nach pH-Wert, an der Kathode Wasserstoff produziert, der vom Spannstahl absorbiert wird. Da diese Wasserstoffproduktion maßgebend für den Ablauf der SpRK ist, wird auch von der wasserstoffinduzierten SpRK gesprochen. Die Wasserstoffproduktion kann auch bei geringen Korrosionsraten ohne erkennbare Korrosionerscheinungen kritische Ausmaße annehmen. Der absorbierte Wasserstoff ist an Störstellen im Kristallgitter gebunden, wodurch es zu einer Versprödung des Spannstahls kommt.

Des Weiteren sind zwei zeitliche Verläufe zu unterscheiden. Es wurden Risswachstumsgeschwindigkeiten ermittelt bei denen bereits nach Stunden mit Brüchen zu rechnen war, was sich auch durch verschiedene Schadensfälle zeigte, bei denen die Brüche schon von dem Verpressen auftraten (NÜRNGERGER 1980). Es traten aber auch Schäden (wasserstoffinduzierter Sprödbruch) an mehr als 30 Jahre alten Spannbetonbauteilen

(Spannstahl „alter Typ“) auf, obwohl keine Mängel hinsichtlich schlecht verpresster Hüllrohre oder korrosionsfördernder Bestandteile im Einpressmörtel vorhanden waren. Diese Schäden sind auf Vorschädigungen durch mechanische Beanspruchung (Herstellung, Transport, Einbau) zurückzuführen, die vor dem Verpressen der Hüllrohre zu einer Anrissbildung geführt haben.

Um die Anfälligkeit von Spannstahl für SpRK zu prüfen wurden verschiedene Korrosionsversuche entwickelt. Diese Prüfungen sollen das Verhalten des Spannstahls unter praxisnahen Bedingungen bis zum Verpressen untersuchen. Wenn der Versuch bestanden ist, kann davon ausgegangen werden dass der Spannstahl unempfindlich gegenüber Anrissbildung ist. Wie vorhandene Risse im ordnungsgemäß verpressten Hüllrohr wachsen, kann mit dieser Prüfung nicht untersucht werden (MIETZ 1999). Demnach ist sie für die Ermittlung des Schädigungsfortschrittes ungeeignet.

Gefährdete Bauwerke

Bauwerke die nach 1978 in Westdeutschland mit zugelassenen Spannstählen erbaut wurden, können als sicher gegenüber SpRK angesehen werden. Dies setzt aber eine sorgfältige Bauausführung unter Einhaltung aller geltenden Vorschriften voraus. Einen Sonderfall stellt der Hennigsdorfer Spannstahl dar, der bis zum Produktionsende 1993 als stark gefährdet angesehen werden muss.

Bei Bauwerken bis 1978 werden in (BMVBS 2009) gefährdete und stark gefährdete Spannstähle benannt:

- Vergüteter Spannstahl St 145/160; Handelsname: Neptun; Hersteller: Firma Felten & Guillaume Carlswerke AG; Produktionszeitraum bis 1965 stark gefährdet.
- Vergüteter Spannstahl St 145/160; Handelsname: Sigma; Hersteller: Hütten- und Bergwerke Rheinhausen AG; Produktionszeitraum bis 1965 stark gefährdet, Produktionszeitraum bis 1978 gefährdet.
- Vergüteter Hennigsdorfer Spannstahl St 140/160; Hersteller: VEB Stahl- und Walzwerk Hennigsdorf; Produktionszeitraum bis 1993 stark gefährdet.

Es sind zwar nur einige Chargen dieser Spannstähle betroffen, bzw. die einzelnen Chargen sind unterschiedlich empfindlich gegenüber SpRK, aber da belastbare quantitative Aussagen zu der Gefährdung unterschiedlicher Chargen fehlen, müs-

sen alle als spannungsrissskorrosionsgefährdet angesehen werden.

Betroffene Bauwerke sind in einem ersten Schritt als gefährdet einzustufen und auf Grundlage von (BMVBS 2009) auf ihr Ankündigungsverhalten hin zu überprüfen.

Schädigungsmodell

Um den Schädigungsfortschritt infolge Spannungsrissskorrosion abzubilden, sind keine Modelle zur Berechnung einer zeitabhängigen Versagenswahrscheinlichkeit gefährdeter Bauwerke in der Literatur zu finden. Auch werkstoffwissenschaftliche Kenntnisse zum zeitlichen Verlauf einer SpRK-Schädigung, welche zur Umsetzung in diesem Forschungsprojekt geeignet sind, konnten durch eine Literaturrecherche nicht ermittelt werden.

Im Folgenden soll ein Ansatz dargestellt werden, welcher auf Ergebnissen aus Anwendung der Handlungsanweisung, die Ermittlung von Prüfintervallen für SpRK-gefährdete Bauwerke ermöglicht. Es versteht sich, dass dieser Modellansatz nur als Vorschlag zu verstehen ist, da im Rahmen dieses Forschungsprojekts eine detaillierte Ausarbeitung nicht möglich war. Der Vorschlag baut auf Arbeiten zur Beurteilung spannungsrissskorrosionsgefährdeter Brücken von (LINGEMANN eingereicht 2009) und (BMVBS 2009) auf.

Da die Gefahr eines plötzlichen Spannstahlbruchs an keinem Bauwerk, welches mit spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurde, ausgeschlossen werden kann, ist es das Ziel der Handlungsanweisung, ein rechtzeitiges Ankündigungsverhalten im Falle eines Bauwerksversagens nachzuweisen. Grundidee hierbei ist die rechnerische Überprüfung ob sich ein sukzessiver Spannstahlausfall durch Risse im Beton anzeigt und somit ein mögliches Biegeversagen ankündigt, oder ob dieser Spannstahlausfall unbemerkt fortschreitet bis es zu einem unangekündigten Versagen des Bauwerks kommt. Hierzu wird in den Zehntelpunkten der jeweiligen Brückenfelder die Restspannstahlfläche bei Rissbildung im Beton unter häufiger Einwirkungskombination ermittelt und mit dieser Restspannstahlfläche der Nachweis der Standsicherheit für die seltene Einwirkungskombination geführt. Wenn in allen betrachteten Querschnitten eine ausreichende Restsicherheit nachgewiesen werden kann, ist von einer Versagensankündigung auszugehen. Da diese Restsicherheit in vielen Fällen nicht an allen Querschnittsstellen nachweisbar ist, bzw. in Bereichen negativer Stützmomente die Risse im Beton (welche das Versagen ankündigen) aufgrund des Fahrbelags nicht zu detektieren sind, wurden stochastische Verfahren entwickelt, mithilfe derer

die Wahrscheinlichkeit eines Versagens ohne Vorankündigung zu berechnen ist. Hierbei wird das Ankündigungsverhalten unter Ausnutzung des Systemtragverhaltens ermittelt. So kann sich ein Versagen in Querschnitten mit Ankündigungsverhalten durch Rissbildung ankündigen, während in anderen Querschnitten rechnerisch keine Ankündigung vorhanden ist. Die Wahrscheinlichkeit einer solchen Versagensvorankündigung ist umso größer je weniger Spannstähle in Querschnitten mit Ankündigung bei Rissbildung ausfallen müssen, bzw. je mehr Brüche in Querschnitten ohne Ankündigung für ein Versagen erforderlich sind.

In der Handlungsanweisung (zum Nachweis des Ankündigungsverhaltens mittels stochastischer Verfahren) wird angenommen, dass der Spannstahl stets hüllrohrweise ausfällt („der gesamte Spannstahl innerhalb eines Hüllrohrs wird in einem Querschnitt als entweder intakt oder ausgefallen angenommen“) und dass die Auftretenswahrscheinlichkeit von Spanngliedbrüchen für alle Spannglieder längs des Spanngliedes gleich verteilt ist. Dadurch lassen sich für jeden Querschnitt die Anzahl der Restspannglieder bei Rissbildung im Beton und die erforderliche Anzahl von Spanngliedern zum Nachweis einer ausreichenden Standsicherheit berechnen.

Berechnungsvorschrift zur Ermittlung der Restspannglieder bei Rissbildung im Beton, auf Grundlage von (BMVBS 2009):

$$n_{cr,i} = \frac{\sigma_{b,\Delta q} - \beta_{bZ} + \frac{M_{vx,\infty}}{W_b} + \frac{M_{\Delta T, freq}}{W_b}}{\varepsilon_{v,\infty}^{(0)} \cdot E_Z \cdot \left(\frac{1}{A_b} + \frac{y_{bz}}{W_b} \right)} / A_{Z,n} \quad (3.18)$$

mit

$n_{cr,i}$ Restspannglieder bei Rissbildung im Querschnitt i , abgerundet auf die nächstkleinere ganzzahlige Spanngliedzahl

$\sigma_{b,\Delta q}$ Betonrandspannung infolge häufiger Einwirkung aus Verkehr und ständiger Last

Δq Häufige Einwirkung
 $\Delta q = g + \Delta g + 0,5 p$
 g Eigengewicht
 Δg Ausbaulast
 p Verkehrslast

β_{bZ} Zentrische Betonzugfestigkeit gemäß Handlungsanweisung

$M_{vx,\infty}$ Statisch unbestimmter Anteil des Moments aus Vorspannung zum Zeitpunkt $t = \infty$

W_b Widerstandsmoment der Randfaser des Betonbruttoquerschnitts

$M_{\Delta T, freq}$ Moment infolge eines häufigen Anteils aus linearem Temperaturunterschied

$\varepsilon_{v,\infty}^{(0)}$ Vordehnung des Spannstahls zum Zeitpunkt $t = \infty$ unter Berücksichtigung der Verluste

E_Z Elastizitätsmodul des Spannstahls

A_b Betonquerschnittsfläche (Bruttoquerschnitt)

y_{bz} Abstand des Spannstahlschwerpunkts zum Schwerpunkt des Betonquerschnitts (Bruttoquerschnitt)

$A_{Z,n}$ Querschnittsfläche eines einzelnen Spannglieds

[...] Gaußklammern, abrunden auf die nächst kleinere ganze Zahl

Berechnungsvorschrift zur Ermittlung der Spanngliedanzahl zum Nachweis einer ausreichenden Standsicherheit, auf Grundlage von (BMVBS 2009):

$$n_{br,i} = \frac{\gamma_g \cdot M_g + \gamma_p \cdot M_p + M_{vx,\infty} + M_{\Delta T} + M_{As}}{\varepsilon_{v,\infty} \cdot E_Z \cdot z_z} / A_{Z,n} \quad (3.19)$$

mit

$n_{br,i}$ Zum Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit im Querschnitt i erforderliche Restspanngliedzahl, aufgerundet auf die nächstgrößere ganzzahlige Spanngliedanzahl

γ_g Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen

M_g Biegemoment infolge ständiger Last

γ_p Teilsicherheitsbeiwert für die Verkehrseinwirkung

M_p Biegemoment infolge voller Verkehrsbeanspruchung

$M_{vx,\infty}$ Statisch unbestimmtes Biegemoment infolge Vorspannung zum Zeitpunkt $t = \infty$

$M_{\Delta T}$	Biegemoment infolge linearem Temperaturunterschied
M_{As}	Tragmoment der vorhandenen Betonstahlbewehrung
$\varepsilon_{v,\infty}^{(0)}$	Vordehnung des Spannstahls zum Zeitpunkt $t = \infty$ unter Berücksichtigung der Verluste
E_Z	Elastizitätsmodul des Spannstahls
z_z	Innerer Hebelarm für den Spannstahl
$A_{Z,n}$	Querschnittsfläche eines einzelnen Spannglieds
[...]	Gaußklammer, aufrunden auf die nächstgrößere ganze Zahl

Bild 41 zeigt die mit Gleichung (3.18) ermittelten Restspannglieder bei Rissbildung und die erforderlichen Spannglieder zum Nachweis einer ausreichenden Standsicherheit (gemäß Gleichung (3.19)) für eine zweifeldrige Brücke.

Mittels der Kombinatorik lässt sich mit den im Bild 41 gegebenen Parametern die Wahrscheinlichkeit eines Versagens ohne Vorankündigung ermitteln (LINGEMANN eingereicht 2009). Da dies aber nur mit immensem rechnerischen Aufwand möglich ist,

wurde in (LINGEMANN, eingereicht 2009) ein vereinfachtes stochastisches Verfahren zur Berechnung der Wahrscheinlichkeit eines Versagens ohne Vorankündigung entwickelt, welches in (BMVBS 2009) übernommen wurde. Wenn die Wahrscheinlichkeit eines Versagens ohne Vorankündigung $p \leq 10^{-4}$ ist, darf laut (BMVBS 2009) das Ankündigungsverhalten als ausreichend betrachtet werden.

An Brücken, für die sich ein ausreichendes Ankündigungsverhalten unter Mitwirkung von spannungsrisikokorrosionsgefährdetem Spannstahl nachweisen lässt, sind gemäß der Handlungsanweisung Sonderprüfungen nach DIN 1076 durchzuführen. Der Prüfzyklus darf nicht länger als drei Jahre betragen.

Wenn man nun von einem sukzessiven und zeitlich äquidistanten Spanngliedausfall ausgeht, kann die Wahrscheinlichkeit eines Versagens ohne Vorankündigung mit der Zeitspanne zwischen dem Auftreten von Rissen im Beton (Versagensvorankündigung) und Versagen des Bauwerks in Relation gesetzt werden. Je kleiner die Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne Vorankündigung ist, desto länger ist die Zeitspanne bei der es nach einer Ankündigung zu einem Versagen kommt.

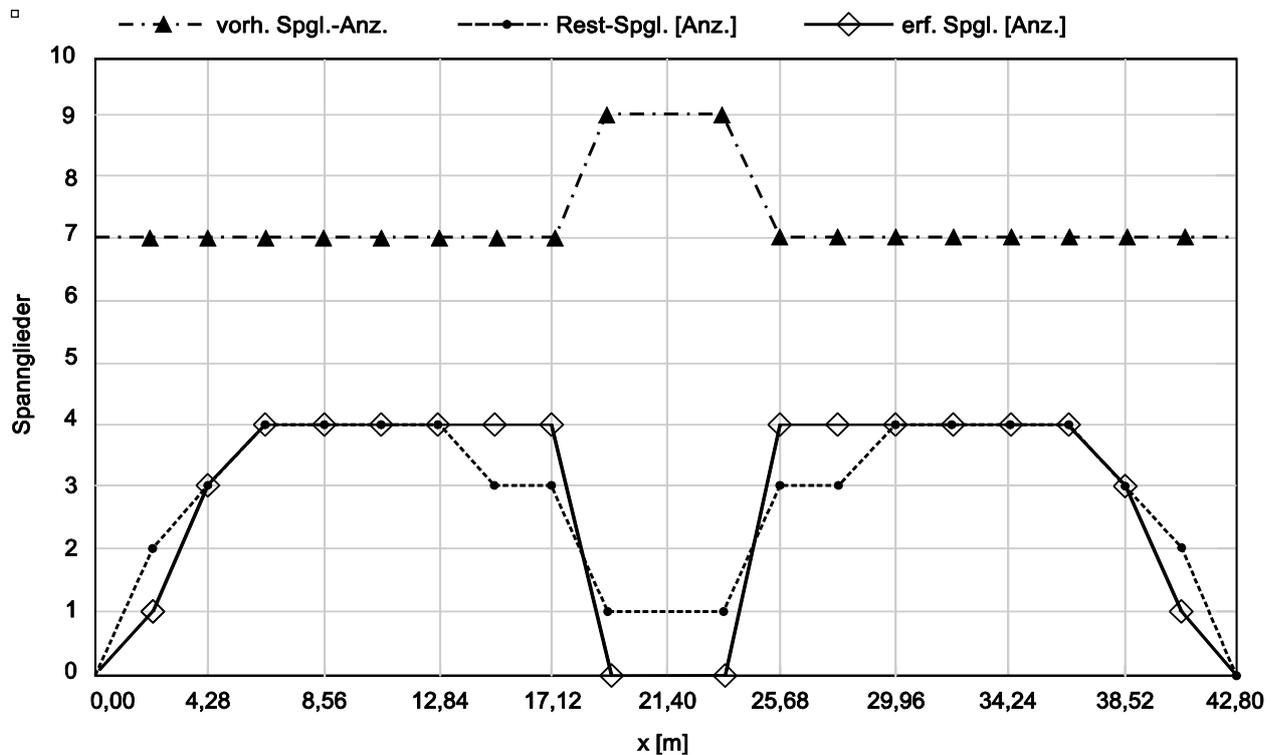


Bild 41: Anzahl der Restspannglieder bei Rissbildung und erforderliche Spanngliedanzahl zum Nachweis einer ausreichenden Standsicherheit

Bei ungerissenen Bauwerken mit ausreichendem Ankündungsverhalten, gemäß Handlungsanweisung, kann somit ein Prüfintervall festgelegt werden. In weiteren Forschungsarbeiten sollte geklärt werden, wie diese Relation zwischen Ankündungsverhalten und Prüfintervalle wissenschaftlich basiert hergeleitet werden kann.

Es bleibt zu betonen, dass es sich bei der vorgestellten Modellierung der Schädigung aufgrund Spannungsrisskorrosion lediglich um einen Vorschlag handelt, welcher in noch keinsten Weise durch Beispielrechnungen validiert wurde. Es wird ausdrücklich darauf hingewiesen, dass zur Weiterentwicklung des gezeigten Vorgehens weiterer Forschungsbedarf besteht.

Standsicherheits-, Verkehrssicherheits- und Dauerhaftigkeitsbewertung

Die primäre Schadensauswirkung der SpRK ist die Auswirkung auf die Standsicherheit, da ein Versagen von Spannstählen im ungünstigen Fall zu einem Versagen (möglicherweise ohne Vorankündigung) führen kann.

Im Unterschied zu einer Standsicherheitsbewertung vier, gemäß (RI-EBW-PRÜF, 2007-11), die zwar aussagt dass die Standsicherheit nicht mehr gegeben ist, aber noch die Möglichkeit einer Nutzungseinschränkung vorsieht, bedeutet ein Versagen infolge SpRK ein Totkollaps des Bauwerks, den es unbedingt zu vermeiden gibt. Deshalb ist es nach Meinung der Verfasser sinnvoll für diesen Fall eine Standsicherheitsbewertung von fünf einzuführen. Die Verknüpfung zwischen dem Standsicherheitsnachweis der oben vorgeschlagenen Modellierung, mit einer Wahrscheinlichkeit der Schadensbewertung fünf, bedarf weiterer Untersuchungen.

Mögliche Interaktionen

Eine additive Interaktion ist zwischen SpRK und Ermüdung des Spannstahls als auch des Schaffstahls, sowie mit Korrosion zu sehen. So wird durch den Ausfall von Schaffstahl infolge Ermüdung bzw. Korrosion die Anzahl der Spannglieder zum Nachweis einer Restsicherheit beeinflusst und der abschließende Nachweis der Standsicherheit wird ebenso beeinflusst.

Des Weiteren ist laut (MOERSCH 2005) davon auszugehen, dass bei SpRK-gefährdetem Spannstahl der ermüdungsrelevanten Spannungsschwingbreiten ausgesetzt ist, der Rissfortschritt beschleunigt wird. Einen weiteren Einfluss auf das Schädigungsverhalten hat die Depassivierung

infolge Chlorideindringung und Karbonatisierung sowie die darauf folgende Korrosion.

Untersuchungsmethoden

Nach dem die Grenzversagenswahrscheinlichkeit überschritten wurde wird im Rahmen der Bauwerksprüfung das Bauwerk auf Anzeichen von gebrochenen Spanngliedern untersucht. Hierfür kommen verschiedene direkte (zerstörende und zerstörungsfreie) und indirekte Untersuchungsmethoden zum Einsatz. Laut (LINGEMANN, eingereicht 2009) sind bereits positive Erfahrungen mit direkten zerstörungsfreien Prüfmethoden vorhanden, allerdings ist keins der bekannten direkten Verfahren vollumfänglich praxistauglich. Direkte zerstörende Prüfverfahren sind aufgrund ihres großen Aufwandes nur für Stichproben geeignet und würden zudem, flächendeckend angewandt, einen übermäßigen Eingriff in die Bausubstanz bedeuten.

In der Praxis erfolgt die Untersuchung auf Spannstahlbrüche über indirekte Methoden, in der Regel durch die Erfassung des Rissbildes im Beton, welche auch dem vorgeschlagenen Modell zugrunde liegt. Infolge von Spannstahlbrüchen kann es auch zu einer außerplanmäßigen Verformung kommen, die als Versagensankündigung gewertet werden könnte. Da die Eintragungslänge aber relativ zur Bauwerkslänge kurz ist, ist mit geringen Verformungen zu rechnen die u. U. nur durch vermessungstechnische Untersuchungen festgestellt werden können.

Instandsetzungsmöglichkeiten

Für Bauwerke bei denen die Standsicherheit nicht mehr ausreichender Sicherheit nachgewiesen werden kann, werden in Anlehnung an die Handlungsanweisung (BMVBS 2009) drei optionale Herangehensweisen vorgeschlagen:

- Ersatzneubau,
- Verstärkungs- und Instandsetzungsmaßnahmen,
- Untersuchungen am Bauwerk und ggf. Abstufung der Brückenklasse (ggf. Reduktion der Fahrspuren).

Die Entscheidung für eine der genannten Optionen bedarf allerdings einer sorgfältigen Kosten-Nutzen Rechnung, in welche die geplante und mögliche Restnutzungsdauer, der allgemeine Zustand der Bausubstanz sowie die Entwicklung des Verkehrsaufkommens mit einfließen müssen.

3.5 Ermüdung

Durch zyklisch wechselnde Beanspruchung aus Wind und Verkehr, die oftmals sogar weit unter den statisch maximal ertragbaren Beanspruchungen liegen, kommt es bei den Baustoffen einer Brücke zu Schädigungen des Materialgefüges. Durch eine große Anzahl von Belastungszyklen kann es deshalb zu einem Ermüdungsversagen der Werkstoffe kommen.

Besonders unter Beachtung der Prognosen zum Anstieg des Güterverkehrs (siehe Bild 42) und unter Berücksichtigung des Anstieges der genehmigungspflichtigen Schwertransporte (siehe Bild 43), muss der Ermüdung und den daraus entstehenden Schadensfolgen, bei der Bauwerksprüfung ein hoher Stellenwert beigemessen werden.

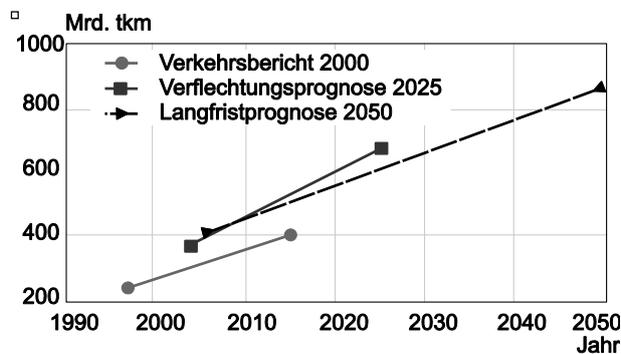


Bild 42: Prognosen zur Entwicklung des Straßengüterverkehrs (nach KASCHNER 2009)

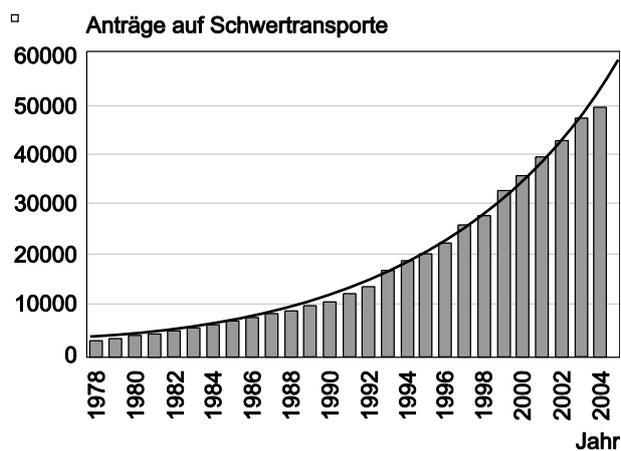


Bild 43: Anzahl der Anträge für Schwertransporte bei der Autobahndirektion Nordbayern (nach KASCHNER 2009)

Um Aussagen über die Ermüdungsgefährdung machen zu können sind laut (ZILCH et al. 2004) drei Bausteine erforderlich:

- Ermüdungsverhalten der Werkstoffe,
- Betriebsbelastungen,

- Nachweisstrategie zur Verknüpfung von Einwirkung und Widerstand.

Um das Ermüdungsverhalten der Baustoffe von Massivbrücken zu bestimmen, werden Dauererschwingversuche durchgeführt. Dabei wird der untersuchte Werkstoff einer zyklischen Belastung mit konstanten Oberspannung und Spannungsschwingbreite ausgesetzt. Die Zyklen werden solange fortgesetzt bis der Prüfkörper versagt, bzw. bis eine bestimmte Anzahl von Lastspielen ohne Versagen erreicht wird (Durchläufer). Die Gegenüberstellung von Spannungsschwingbreite und ertragener Lastspiele kennzeichnet die Ermüdungsfestigkeit. Durch eine Vielzahl durchgeführter Versuche mit unterschiedlichen Spannungsschwingbreiten lässt sich für metallische Werkstoffe eine sogenannte „Wöhlerlinie“ ermitteln, welche für jede Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$ die Anzahl der ertragbaren Lastspiele angibt. Bild 44 zeigt eine bilineare Wöhlerlinie im doppeltlogarithmischen Maßstab für Betonstahl und Spannstahl gemäß (DIN-FB 102 (2009-03)).

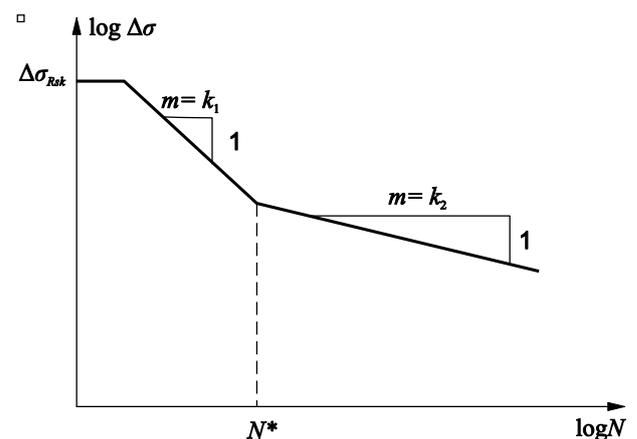


Bild 44: Wöhlerlinie für Betonstahl und Spannstahl (nach DIN-FB 102 (2009-03))

Im Zeitfestigkeitsbereich, welcher bis zum Knickpunkt bei N^* geht, ist die Steigung mit k_1 angegeben und für Lastspiele $N > N^*$ ist die Steigung k_2 . Laut (ZILCH et al. 2004) bedarf es zur Festlegung jeder Wöhlerlinie vier Parameter. Die Kennwerte für den Knickpunkt der Wöhlerlinie ($\Delta\sigma_{Rsk}$ bei N^* Lastwechseln) und die Steigungen der Wöhlerlinie k_1 für $N < N^*$ und k_2 für $N > N^*$. Diese Werte sind für aktuell verwendete Bewehrungs- und Spannstähle in (DIN-FB 102 (2009-03)) gegeben. Für die Bewertung der Ermüdungsfestigkeit von Bewehrungs- und Spannstählen von Bestandsbrücken wird auf die Literatur verwiesen (z. B. ZILCH, METHNER 2008, FEHLMANN, VOGEL 2009, KÖNIG, DANIELEWICZ 1994). Das Versagen von Bewehrungs- und Spannstählen lässt sich in die drei Phasen Rissentstehung, stabiles Risswachs-

tum und instabiles Risswachstum untergliedern. Während es in der ersten Phase zu Mikrorissen im Materialgefüge kommt, pflanzt sich der Riss infolge Kerbspannungen an der Rissspitze weiter fort (stabiles Risswachstum), bis es nach einem progressivem Rissfortschritt (instabiles Risswachstum) zu einem spröden Versagen des Restquerschnitts kommt.

Während das Ermüdungsverhalten von Bewehrungs- und Spannstählen in erster Linie von der aufgetragenen Spannungsschwingbreite und nur zu einem vernachlässigbaren Anteil von der Oberlast abhängig ist, ist das Ermüdungsverhalten von Beton differenzierter zu betrachten. So ist bei Beton zwischen Zug- und Druckbelastung zu unterscheiden. Des Weiteren haben die Parameter Lastspielzahl, Ober-/ Unterspannung, Schwingbreite und Belastungsfrequenz sowie Materialparameter des Betons einen Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit.

In (KLAUSEN 1978) wird für druckbeanspruchten Normalbeton eine Quasi-Dauerfestigkeit von ca. $40\% \cdot \beta_C$ angegeben. Die Extrapolation von Versuchsergebnissen von (HOHBERG 2004) deuten darauf hin, dass eine Dauerschwingfestigkeit, je nach Beton, zwischen $30\% \cdot \beta_C$ und $45\% \cdot \beta_C$ denkbar sei. Der Schädigungsfortschritt von ermüdetem Beton ist in der Regel mit Verformungen verbunden. Somit lässt sich Betonerermüdung aufgrund der zeitlichen Änderung der Steifigkeit, nicht aber durch die Änderung der Festigkeit beobachten (HOHBERG 2004).

Aufgrund des geringeren Einflusses auf die Bemessung und dem komplexen Versuchsaufbau stehen für zugbeanspruchter Beton deutlich weniger Untersuchungen zur Verfügung. Eine umfangreiche Abhandlung hierzu findet sich in (KESSLER-KRAMER 2002).

Für das Ermüdungsverhalten ultrahochfester Betone (UHPC) besteht noch weiterer Forschungsbedarf. Allerdings konnte durch Untersuchungen (FITIK et al. 2010) festgestellt werden, dass sich ein Ermüdungsversagen nicht in dem gleichen Maße wie bei Normalbeton ankündigt. Des Weiteren wurde festgestellt, dass es auch für ultrahochfeste Betone eine Quasi-Dauerschwingfestigkeit gibt, welche sich für gewisse Schwingbreiten durch Lastwechselzahlen ohne Versagen in der Größenordnung 10^7 bis 10^8 zeigen.

Im Gegensatz zu einer Standsicherheitsbetrachtung die auf einer maximal ertragbaren Belastung eines Bauwerks basiert, muss für den Nachweis der Ermüdungssicherheit die tatsächliche Belastung ermittelt werden. Durch Messungen von Ver-

kehrsaufkommen, Schwerverkehrsanteil, Achslasten und Abstände zwischen den Fahrzeugen können theoretische Ermüdungslastmodelle für die Berechnung der Spannungsschwingbreiten ermittelt werden (MERZENICH, SEDLACEK 1995), (DIN-FB 101 (2009-03)). Um auf Grundlage der wirklichen Belastungen Aussagen zur Ermüdungsgefährdung zu machen, müssen die gemessenen Einwirkungen durch Zählverfahren wie der Reservoir-Methode und dem Rainflow-Verfahren (Quelle) in eine Häufigkeitsverteilung unterschiedlicher Schwingbreiten $\Delta\sigma$ überführt werden.

Um den Nachweis der Ermüdungssicherheit zu führen, bieten sich verschiedene Verfahren an.

- Bruchmechanisches Konzept,
- Schwingbreitennachweis,
- Verfahren auf Basis der Schadensakkumulation von Palmgren-Miner.

Das bruchmechanische Konzept, welches im Stahlbau oft angewandt wird, ermittelt auf Basis bruchmechanischer Überlegungen den Spannungszuwachs an der Rissspitze eines Ermüdungsrisses. Bei diesem Verfahren ist es möglich die Reihenfolge der Belastung zu berücksichtigen. Demnach ist auch eine Berücksichtigung von Vorschädigungen, basierend auf Beobachtungen, möglich. Allerdings ist dieses Verfahren für Bauwerke des Massivbaues, aufgrund größerer Streuungen und der fehlenden Möglichkeit Anrisse an einbetonierten Stäben zu erkennen, nicht geeignet und wird im weiteren Verlauf des Forschungsprojekts nicht weiter berücksichtigt.

Der einfachste Nachweis der Ermüdungssicherheit ist der Schwingbreitennachweis. Dort wird durch den Nachweis dass die aus der Belastung resultierenden Schwingbreiten kleiner als eine Grenzschwingbreite sind, das Bauwerk als nicht ermüdungsgefährdet eingestuft (Vereinfachter Nachweis aus DIN-FB 102 (2009-03)). Durch dieses Verfahren ist es nicht möglich, Aussagen über einen Schädigungsfortschritt, oder über die Restlebensdauer zu machen.

Eine weitere Nacheisform, welche in (DIN-FB 102 (2009-03)) als expliziter Betriebsfestigkeitsnachweis bezeichnet wird, ist die Ermittlung der Schädigungssumme auf Basis der Schädigungshypothese nach Palmgren-Miner (PALMGREN 1924), (MINER 1945). Grundlage dieser Hypothese ist die Annahme, dass jeder Spannungswechsel eine Schädigung des Baustoffes verursacht und sich die Schädigungen solange addieren, bis eine Grenzschädigung erreicht ist. Die Schädigungen lassen sich durch eine Gegenüberstellung der auftretenden Lastwechsel mit den ertragbaren

Lastwechseln, welche sich aus den Wöhlerlinien des Materials ablesen lassen, für jede Spannungsschwingbreite ermitteln. Die Schädigung lässt sich demnach mittels eines dimensionslosen Schädigungsfaktors, wie folgt darstellen:

$$D_{\text{vorh}} = \sum \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} \quad (3.20)$$

mit

D_{vorh}	Schädigungsfaktor [-]
$n(\Delta\sigma_i)$	Auftretende Lastwechsel einer Schwingbreite $\Delta\sigma_i$ [-]
$N(\Delta\sigma_i)$	Ertragbare Lastwechsel einer Schwingbreite $\Delta\sigma_i$ [-]

Nach Erreichen einer Grenzschädigung $D_{\text{grenz}} = 1$ tritt definitionsgemäß ein Ermüdungsversagen ein.

3.5.1 Ermüdung an Spannbetonbrücken

Durch Belastungen aus Verkehr und Temperatur kann es bei Brücken zu ermüdungsrelevanten Spannungsschwingbreiten kommen. Spannbetonbrücken wurden in der Vergangenheit immer mit dem Ziel, einer im Gebrauchszustand überdrückten Zugzone gebaut, welche keine Risse und demnach auch keine Ermüdung des Spannstahls erfahren sollte. Allerdings ist es wegen Defiziten in den damaligen Bemessungsvorschriften und mangelnder Erfahrung zu Rissen und somit zu ermüdungsrelevanten Spannungsschwingbreiten, vor allem an den Stellen der Spanngliedkopplungen gekommen. Zwar treten ermüdungsrelevante Spannungsschwingbreiten bei Spannbetonbrücken nur in gerissenen Querschnitten auf, allerdings ist es in der Realität schwierig Risse zu entdecken. Da Risse bzw. Rissbewegungen aufgrund der tageszeitlichen Verteilung des Schwerverkehrs, vor allem aber wegen des Einflusses der Temperatur, zeitabhängig sind (BUBA 2005), sind sie mit den herkömmlichen Mitteln der Bauwerksprüfung sehr schwer zu entdecken.

Im Folgenden werden deshalb Vorschläge präsentiert wie eine Schädigung des Spannstahls aufgrund Ermüdung im Bezug auf eine zuverlässigkeitsbasierte Bauwerksprüfung behandelt werden sollte. Die Ermüdung von Betonstahl bei Spannbetonbrücken ist insofern nicht von Bedeutung, da der Spannstahl in der Regel (Vorspannung im nachträglichen Verbund) ermüdungsrelevant ist, was auf niedrigere Ermüdungsfestigkeiten des Spannstahls zurückzuführen ist.

3.5.1.1 Ermüdung des Spannstahls

Das geplante Vorgehen unterteilt sich in zwei Nachweisstufen. In der ersten Stufe soll versucht werden, durch den rechnerischen Nachweis dass die auftretenden Spannungsschwingbreiten unterhalb der Dauerfestigkeit des Spannstahls liegen, nachzuweisen, dass die betrachtete Brücke unempfindlich gegen Ermüdung ist. Gelingt dieser Nachweis nicht, soll durch Annahmen zur stochastischen Verteilung der Einwirkungen und Widerstände die Wahrscheinlichkeit errechnet werden, mit der die Restlebensdauer der Brücke erreicht wird. Da sich diese Wahrscheinlichkeit über die Zeit ändert, kann durch Annahme einer Grenzwahrscheinlichkeit der Prüftermin errechnet werden. Zur Ermittlung der Restlebensdauer wird die errechnete Spannungsschwingbreite den ertragbaren Spannungsschwingbreiten, gemäß Wöhlerlinie gegenüber gestellt.

Das genannte Verfahren bezieht sich in erster Linie auf Vorspannung im Verbund. Bei intern verbundlos bzw. extern vorgespannten Brücken, erfährt das Spannglied selbst bei gerissenem Querschnitt nur geringe Spannungsänderungen und sind somit nicht durch Ermüdung gefährdet. Des Weiteren sind laut (ZILCH, BUBA 2002) Bauwerke mit verbundloser Vorspannung erst in den letzten Jahren entstanden und entsprechen somit nahezu dem Stand der Technik (Brückenklasse 60/30, Berücksichtigung der Temperaturlastfälle, ausreichende Mindestbewehrung), wodurch diese Bauwerke als unproblematische gegenüber Ermüdung angesehen werden können.

Zentraler Punkt des genannten Vorgehens ist die Ermittlung der auftretenden Spannungsschwingbreiten. Zur Ermittlung der Spannungsschwingbreite ist es im Vergleich zu reinen Stahlbetonquerschnitten (siehe Kapitel 3.5.2) wichtig, ob sich der Querschnitt im Zustand I (ungerissen), oder im Zustand II (gerissen) befindet. Bild 45 zeigt die nichtlineare Momenten-Spannungs-Beziehung der Spannstahlbewehrung. Im Bereich 1 des Diagramms befindet sich der Querschnitt im Zustand I und geht infolge steigender Last im Bereich 2 in den gerissenen Zustand über. Nachdem der vorhandene Betonstahl im Übergang zum Bereich 3 zu fließen beginnt, kann der Spannstahl noch zusätzliche Momente aufnehmen, bis er im Bereich 4 selbst zu fließen beginnt.

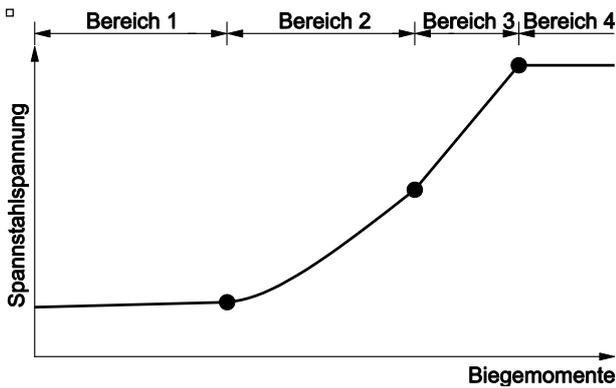


Bild 45: M- σ – Beziehung für Spannstahlbewehrung (nach ZILCH, BUBA 2002)

Deshalb ist die Spannungsschwingbreite des Spannstahls nicht ausschließlich von den veränderlichen Lasten abhängig, sondern auch von den ständigen Grundmomenten. So bedingt ein höheres Grundmoment auch eine höhere Spannungsschwingbreite. Dies ist besonders bei Bauwerken welche vor Einführung der DIN 4227:12-1979 (DIN 4227 – Teil 1 (1979-12)) erbaut wurden, zu berücksichtigen, da damals durch die Nichtberücksichtigung des Lastfalls Temperatur das Grundmoment zu niedrig abgeschätzt wurde (BUBA 2005).

Da sich das obengenannte Spannungsdehnungsdiagramm nur durch numerisch aufwändige Iterationsrechnungen, unter Berücksichtigung von Verträglichkeits- und Gleichgewichtsbedingungen ermitteln lässt, wird zur Ermittlung des Momenten-Spannungsdiagramms auf folgende Vereinfachungen aus (ZILCH et al. 2008) zurückgegriffen.

Im Bereich I wird die Spannung als konstant angenommen, was dadurch gerechtfertigt wird, dass die Schwingbreiten im Spannstahl lediglich der $E_{\text{Spannstahl}} / E_{\text{Beton}}$ -fache (ca. 7fache) Schwingbreite des Betons entsprechen und somit vernachlässigbar gering sind. Der Bereich I geht bis zu einem Abszissenwert, welcher dem rechnerischen Dekompressionsmoment (auf Basis der damals verwendeten Normen) entspricht. Der Ordinatenwert entspricht der für den Dekompressionsnachweis zu Grunde gelegten zulässigen Spannstahlspannung.

Für das Momenten-Spannungsverhältnis im Bereich II und Bereich III wird die günstige Wirkung des vorhandenen Betonstahls vernachlässigt und davon ausgegangen, dass lediglich der Spannstahl im Bruchzustand voll belastet wird. Der Bereich II und III geht bis zu einem Ordinatenwert, welcher dem Moment im Bruchzustand entspricht und die zugehörige Spannstahlspannung am Ende des Bereichs III entspricht der Streckgrenze des verwendeten Spannstahls.

Mittels dieses Vorgehens lässt sich nun für jede Brücke, lediglich auf Grundlage der verwendeten Normen und Kenntnis des statischen Systems und den Eigenlasten, die Momenten-Spannungs-Beziehung ermitteln. Aus dieser lässt sich durch die Ermittlung eines Grundmoments und der Momentenschwingbreite auf Basis heutiger Normen (DIN-FB 102 (2009-03)) die ermüdungsrelevante Spannungsschwingbreite ermitteln. Da für Spannstähle, im Gegensatz zu Bewehrungsstäben, explizit kein Grenzwert gegeben ist, wird in (ZILCH et al. 2004) vorgeschlagen, aus den entsprechenden Wöhlerlinien den Wert für $N = 10^8$ Lastwechsel unter Berücksichtigung eines Teilsicherheitsfaktors $\gamma_{s, \text{fat}} = 1,15$ als Grenzwert anzusetzen. Falls die errechneten Spannungsschwingbreiten des Spannstahls unterhalb dieses Wertes liegen, kann eine Ermüdungsschädigung ausgeschlossen werden.

Wenn diese Spannung überschritten wird, muss in einem detaillierten Nachweis die Wahrscheinlichkeit errechnet werden, mit der die maximal ertragbare Anzahl von Spannungswechseln erreicht wird. Dazu muss die Spannungsschwingbreite infolge des tatsächlichen Lastkollektives errechnet werden und den ertragbaren Spannungsschwingbreiten gemäß den entsprechenden Wöhlerlinien gegenübergestellt werden.

Einen ähnliches zweigeteiltes Vorgehen wird in (NOVAK et al. 2002) vorgeschlagen. Zuerst werden Brückentypen definiert, welche nicht ermüdungsgefährdet sind:

- Stahlbetonbrücken bemessen nach Klasse 60/30,
- Spannbetonbrücken mit voller Vorspannung nach DIN 4227 bemessen nach Klasse 60/30,
- Spannbetonbrücken mit beschränkter Vorspannung nach DIN 4227 bemessen nach Klasse 60/30.

Für Brücken, die obengenannte Kriterien nicht erfüllen schlägt (NOVAK et al. 2002) vor die Spannungsschwingbreite unter Annahme von Zustand II zu ermitteln. Hierfür wird zuerst unter Zuhilfenahme von Berechnungstabellen die Momentenschwingbreite für die Einzelachsen ermittelt und diese Momentenschwingbreite unter Abschätzung eines inneren Hebelarms den Schlaffstahl- und Spannstahlquerschnitten gegenübergestellt. Die vorhandene Spannstahlbewehrung wird anhand der aufgetragten Vorspannkraft ermittelt und die vorhandene Betonstahlbewehrung auf Grundlage der seinerzeit vorgeschriebenen Mindestbewehrung. Durch die Annahme einer idealisierten Spannungsschwingbreite lässt sich anhand der bekannten Wöhlerkurven die Beanspruchung einer ideali-

sierten Überfahrt berechnen. Unter Annahme von Belastungszyklen pro Jahr lässt sich unter Berücksichtigung der Schädigungen aufgrund Ermüdung und Prognosen für die zu erwartenden Schädigungen die Restlebensdauer der Bauwerke errechnen. Es wird zudem vorgeschlagen nur Bauwerke die innerhalb ihrer Nutzungsdauer zu maximal 85 % geschädigt wurden als unkritisch einzustufen. Dies wird mit den stark idealisierten Modellen bei der Ermittlung der Spannungsschwingbreite und den mehr oder weniger statistisch abgesicherten Daten der Wöhlerlinien begründet. Koppelfugen werden in diesen Überlegungen explizit ausgenommen.

3.5.1.2 Ermüdung der Koppelstellen

In Bereichen der rechnerischen Momentennullpunkte, in denen häufig Arbeitsfugen und Spanngliedkopplungen abschnittsweise hergestellter Brücken angeordnet wurden, sind in der Vergangenheit häufig Risse festgestellt worden. Da die Schwingbreiten gerissener Querschnitte (Zustand II) deutlich größer als im ungerissenen Querschnitten (Zustand I) sind, sind die Koppelstellen dort besonders hohen Ermüdungsbeanspruchungen ausgesetzt. Zusammen mit einem niedrigeren Widerstand gegen Ermüdung, im Vergleich zur freien Spanngliedlänge, kann dies zu Ermüdungsbrüchen der Koppellelemente und im Extremfall zu einem Versagen des Bauwerks führen.

Zum unplanmäßigen Aufreißen der Arbeitsfugen kann es aus folgenden unterschiedlichen Gründen kommen (Zusammenfassung aus ZILCH et al. 2008):

- Zu niedriges rechnerisches Biegemoment an Stellen, an denen unter ständiger Last geringe Biegemomente auftreten, durch Vernachlässigung der Biegebeanspruchung, welche aus „ungleichmäßiger Erwärmung durch Sonneneinstrahlung“ verursacht wurden.
- Durch größere Querschnitte der Kopplungen, im Vergleich zu Spanngliedern auf freier Länge, sind größere Spannkraftverluste infolge Kriechen und Schwinden des Überbaues zu erwarten.
- geringere oder gar keine Haftzugfestigkeit in der Arbeitsfuge. Wenn zudem keine Betonstahlbewehrung in der Arbeitsfuge eingelegt wurde, sind große Rissbreiten möglich.
- Da sich im Endzustand ein Großteil der Vorspannkraft über die Koppellelemente abstützt sind viele Arbeitsfugen nicht ausreichend überdrückt.

Zur genaueren Klärung der Ursachen wird auf die Fachliteratur verwiesen (KÖNIG, GERHARDT 1986, MEHLHORN, DIETRICH 1983, BUSCHMEYER et al. 2009, IVÁNYI, BUSCHMEYER 2002, u. a.).

Um die Problemstellen der Spanngliedkopplungen zu entschärfen wurde 1977 per Soforterrlass die Zulassungsbescheide aller Spannverfahren richtiggestellt um diese Änderungen dann auch mit Einführung von (DIN 4227 – Teil 1 (1979-12)) normativ festzuschreiben. Durch Einführung der „Zusätzlichen Technischen Vorschriften für Kunstbauwerke“ (ZTV-K) (ZTV-K 80, 1980) wurde diese Problemstellung aufgearbeitet, sodass für Bauwerke, welche nach den 1981 gültigen Normen und Regeln erbaut wurden, die Koppelfugenproblematik nicht mehr zu berücksichtigen ist (ZILCH, WEIHER 2007).

Zur rechnerischen Untersuchung von gefährdeten Brücken wurde eine Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonüberbauten (BASt 1998) eingeführt. Die Handlungsanweisung unterteilt sich in Bestandsaufnahme, Datenaufbereitung und Berechnung zur Feststellung des Istzustandes auf der einen Seite und einer Beurteilung hinsichtlich der Notwendigkeit einer Instandsetzung auf der anderen Seite. Die Beurteilung ist dreistufig aufgebaut. In der ersten Stufe wird unter Annahme eines ausgeprägten Zustand II die Spannungsschwingbreite ermittelt und den ertragbaren Spannungsschwingbreiten für $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel gemäß Wöhlerlinie gegenüber gestellt. Falls der Nachweis nicht gelingt wird in Stufe II, die Spannungsschwingbreite durch Abschätzung eines wahrscheinlichen Grundmoments und unter Berücksichtigung von Temperaturgradienten, erneut berechnet. Die dritte Stufe beinhaltet einen genaueren Nachweis mit bauwerksbezogenen Annahmen, welche gegebenenfalls durch Messungen unter definierten Belastungen, erweitert werden. Hier ist wiederum die Spannungsschwingbreite für einen häufigen und einen seltenen Temperaturgradienten, für volle und beschränkte Vorspannung, nachzuweisen.

Gelingt eine der drei genannten Nachweisstufen liegt nach Definition der Handlungsanweisung kein Dauerfestigkeitsschaden vor. Es ist lediglich der Korrosionsschutz in den gerissenen Querschnitten sicherzustellen. Falls mit keiner der drei Nachweisstufen die Dauerfestigkeit nachgewiesen werden kann, ist die Restnutzungsdauer zu ermitteln bzw. die betroffenen Koppelfugen sind zu sanieren. Inwiefern allerdings eine Erhöhung der Nutzlasten diese Nachweise bzw. die Dauerfestigkeit beein-

flusst bedarf weiterer Untersuchungen. So erhöhte sich die Spannungsschwingbreite, bei einer Beispielrechnung zum Einfluss von 60t-Lkw auf die Koppelfuge, um knapp ein Drittel (ZILCH et al. 2008).

Zur Ermittlung der Restlebensdauer wird auf das stochastische Verfahren nach (BUBA 2005) verwiesen. Hiermit ist es möglich, durch die Berücksichtigung der statistischen Verteilungen von Einwirkung und Widerstand, die Wahrscheinlichkeit zu ermitteln, mit der die Restlebensdauer des Bauwerks erreicht ist.

3.5.1.3 Ermüdung der Betondruckzone

Laut (HOWKINS, SHAH 1982) ist mit Ermüdung des Betons unter Druckspannungen im Allgemeinen nicht zu rechnen. Dies wird in (ZILCH, BUBA 2002) durch rechnerische Abschätzungen auf Grundlage des Eurocodes nachgewiesen. Hierbei wird die der Bemessung im Gebrauchszustand zugrunde liegende zulässige Randspannung, der maximalen Druckspannung, bei der kein Ermüdungsnachweis erbracht werden muss, gegenübergestellt. Inwieweit dieses Vorgehen auf das Nachweisformat zur Betonermüdung gemäß (DIN-FB 102 (2009-03)) übertragen werden kann, bedarf weiterer Untersuchungen.

3.5.1.4 Ermüdung auf Schub

Bei der Ermüdung aufgrund Schubbeanspruchung ist grundsätzlich zwischen Bereichen mit und ohne Schubrisse zu unterscheiden. Falls der Schubbereich nicht gerissen ist, kann davon ausgegangen werden, dass der eingelegte Bewehrungsstahl keinen ermüdungsrelevanten Spannungsschwingbreiten ausgesetzt ist. Vielmehr muss in diesem Fall die Ermüdung der Zugstrebe aus Beton betrachtet werden (in KESSLER-KRAMER 2002 finden sich Untersuchungen zur Ermüdung von Beton auf Zug).

Für Bereiche in denen es bereits zu einem Riss gekommen ist, hängt die Ermüdungsschädigung von dem Ermüdungsverhalten der Querbewehrung ab. Hierauf wird im Kapitel 3.8 eingegangen. Allerdings haben auch die Querkrafttragfähigkeit der ungerissenen Druckzone, die Rissverzahnung und die Dübelwirkung der Längsbewehrung einen Einfluss auf die Tragfähigkeit des gerissenen Querschnitts.

Da die Ermüdung auf Schub von vielen Parametern abhängt und die Querkrafttragfähigkeit aktuell ohnehin Gegenstand intensiver Forschungen ist, können hierzu keine pauschalen Angaben gemacht werden.

3.5.2 Ermüdung von Stahlbetonbrücken

Bei Bauwerken die in Stahlbetonbauweise ausgeführt wurden, tritt eine schädigungsrelevante Ermüdungsbeanspruchung von Betonstahl nur in gerissenen Querschnitten (Zustand II) auf. Allerdings sind die Detektion von Rissen und die Definition von ermüdungsrelevanten Rissbreiten schwierig. So ist Stahlbeton per Definition als gerissener Baustoff zu betrachten und die Ermittlung von zulässigen Rissbreiten und Rissbreitenänderung ist nur mit sehr großem rechnerischem Aufwand möglich. Zudem ist es durchaus möglich, dass bei der Bauwerksprüfung Risse nicht entdeckt werden, weil die Rissbewegung zeitabhängig ist. Zum einen ist die tageszeitabhängige Verteilung des Schwerverkehrs, aber vor allem die Temperaturbelastung hierfür verantwortlich (BUBA 2005).

3.5.2.1 Ermüdung des Betonstahls

Im Folgenden wird die Anwendung des bereits für Spannstahl beschriebenen Modells, für die Betonstahlbewehrung in Stahlbetonbrücken erläutert. Die Ermüdung des Betonstahls in Spannbetonbrücken kann, wie bereits erläutert, vernachlässigt werden, da Spannstahl eine niedrigere Ermüdungsfestigkeit als Betonstahl aufweist. Es wird nur die Ermüdung der Biegezugbewehrung betrachtet, da dies das maßgebende Bemessungskriterium für Stahlbetonbauten darstellt (ZILCH, BUBA 2002), (BRAML, KEUSER 2009).

Es wird ebenso in zwei Nachweisstufen vorgegangen. Durch die Gegenüberstellung der ermittelten Spannungsschwingbreite zu einer Quasi-Dauerfestigkeit lassen sich viele Brücken bereits von der Betrachtung ausschließen. Gelingt dieser Nachweis nicht, ist eine genauere Berechnung, zur Ermittlung der Restlebensdauer nötig.

Zentraler Punkt dieses Vorgehens ist ebenso die Ermittlung der auftretenden Spannungsschwingbreiten. Bei Stahlbetonquerschnitten ist die Bewehrungsspannung direkt proportional zu den einwirkenden Momenten und lässt sich wie in Bild 46 je nach verwendeter Stahlsorte darstellen.

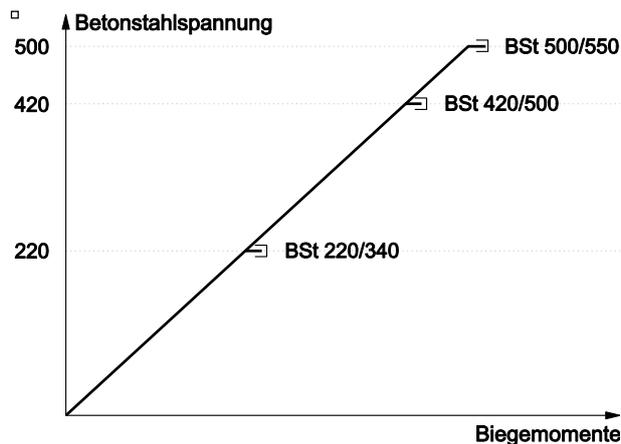


Bild 46: Rechnerische $M - \sigma_s$ Beziehung des Betonstahls (nach ZILCH, BUBA 2002)

Wird nun von der Annahme ausgegangen, dass das bei der Bemessung der Brücke ermittelte Bruchmoment den zulässigen Spannungen gegenübergestellt wurde, lässt sich die Steigung der $M - \sigma_s$ - Beziehung ermitteln. Durch Kenntnis dieser Steigung, welche das Verhältnis von einwirkendem Moment zur daraus folgenden Spannungsschwingbreite darstellt, lässt sich nun die Spannungsschwingbreite für das Moment der Ermüdungsbelastung ermitteln:

$$\Delta\sigma_s = \frac{\sigma_{s,\text{zulässig}}}{M_{\text{Bemessung}}} M_{\text{Ermüdung}} \quad (3.21)$$

mit

$\Delta\sigma_s$	Spannungsschwingbreite des Betonstahls
$\sigma_{s,\text{zulässig}}$	Zulässige Zugspannung des Betonstahls
$M_{\text{Bemessung}}$	Bruchmoment für Bemessung
$M_{\text{Ermüdung}}$	Moment aus wechselnder Belastung

Wenn nun die so ermittelte Spannung $\Delta\sigma_s \leq 70 \text{ N/mm}^2$ ist, kann laut (DIN-FB 102 (2009-03)) von einem ausreichendem rechnerischem Widerstand gegen Ermüdung ausgegangen werden.

Gelingt dieser Nachweis nicht, ist mittels eines detaillierten Nachweises die Wahrscheinlichkeit zu berechnen, mit der die maximale Anzahl von Spannungswechseln erreicht wird.

Schädigungsmodell (für Spannbeton- und Stahlbetonbauwerke)

Die Wahrscheinlichkeit dass die Lebensdauer des Bauwerks aufgrund Ermüdung erreicht wird, kann

durch folgende Grenzzustandsfunktion ermittelt werden:

$$g_{\text{Erm}}(t) = D_{\text{grenz}} - D_{\text{vorh}} \quad (3.22)$$

mit

$g_{\text{Erm}}(t)$ Grenzzustandsfunktion für Ermüdung in Abhängigkeit der Zeit [-]

D_{grenz} Grenzschädigung = 1 [-]

D_{vorh} Vorhandene Schädigung auf Grundlage der Schadensakkumulation nach Palmgren-Miner [-]

Die Einwirkung D_{vorh} kann auf Grundlage der entsprechenden Wöhlerlinien mit Gleichung (3.20) ermittelt werden. Allerdings müssen sämtliche Parameter zur Ermittlung der Spannungsschwingbreite als streuende Größen ermittelt werden. In (BUBA 2005) ist das Vorgehen zur Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit und Vorschläge zu den Verteilungen der einwirkenden Parameter (Verkehrslast, Temperatur usw.) für Querschnitte mit Spanngliedkopplungen gegeben. Angaben zur statistischen Verteilung des Verkehrs, insbesondere der Achslastverteilungen und der Fahrzeugabstände ist des Weiteren in (MERZENICH, SEDLACEK 1995), (KASCHNER 2009) und (RACKWITZ 1997) zu finden.

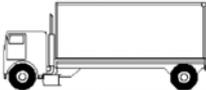
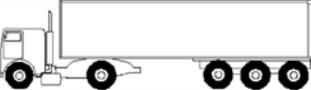
Da dieses Vorgehen sehr aufwändig ist besteht weiterer Forschungsbedarf hinsichtlich Überlegungen, die Berechnungen durch vereinfachende Annahmen auf der sicheren Seite zu pauschalisieren. So wird in (ZILCH et al. 2008) auf Grundlage mehrerer Annahmen zum System die Spannungsschwingbreite und daraus durch Annahmen der Verkehrszusammensetzung die Restlebensdauer bzw. die ertragbaren Fahrzeugüberfahrten berechnet. Auf diese Weise ließen sich weitere Brücken als unproblematisch gegenüber Ermüdung einstufen.

Vereinfacht parametrisierte statische Systeme wurden mit den in Tab. 23 dargestellten fünf verschiedenen Fahrzeugtypen belastet und anhand von Einflusslinien das maximal auftretende Moment aus Überfahrt der Schwerfahrzeuge ermittelt.

Durch Annahme einer linearen Momenten-Spannungsbeziehung (siehe Bild 46) konnten die jeweiligen Spannungsschwingbreiten für die untersuchten Lastmodelle berechnet werden (vgl. Gleichung (3.22)). Die Spannungsschwingbreiten sind in Bild 47 in Abhängigkeit der Feldlänge auf der linken Ordinatendachse gegeben (Linien). Durch Annahme einer Schwerverkehrsverteilung dieser

Lastmodelle für große Entfernungen (gemäß DIN EN 1991-2 (2004-05)) und einer Wöhlerlinie für Betonstahl mit $\Delta\sigma_{Rs,k}(10^6) = 195 \text{ N/mm}^2$ (gemäß DIN 1045-1 (2001-07)) konnte mittels der Schadensakkumulation nach PALMGREN-MINER (siehe Gleichung (3.20)) der ertragbare Schwerverkehr berechnet werden. Auf der rechten Ordinate sind für die gewählte Verkehrszusammensetzung die ertragbaren Schwerverkehrsüberfahrten dargestellt (Balken). Durch Division dieser ertragbaren Überfahrten mit dem durchschnittlichen täglichen Schwerverkehr (DTSV) ist es möglich eine Restlebensdauer zu ermitteln.

Eine weitere Möglichkeit zur Vereinfachung der Ermüdungsberechnung sind generische Ansätze (STRAUB 2004). Grundidee generischer Ansätze ist, die Berechnung der Schädigungswahrscheinlichkeit für verschiedene Werte des maßgebenden Parameters mithilfe probabilistischer Methoden. Die spezifischen Werte können dann einfach mittels Interpolation zwischen den berechneten Werten ermittelt werden.

Fahrzeugtyp			Verkehrsart			Reifenart
			Große Entfernung	Mittlere Entfernung	Ortsverkehr	
Schwerfahrzeug	Achsabstand [m]	Ersatzlast [kN]	Schwerverkehrsanteil [%]	Schwerverkehrsanteil [%]	Schwerverkehrsanteil [%]	
	4,50	70 130	20,0	40,0	80,0	A B
	4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90 90	50,0	30,0	5,0	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0	15,0	5,0	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	70 1,0 90 80 80	10,0	5,0	5,0	A B C C C

Tab. 23: Ermüdungslastmodell 4 (DIN EN 1991-2 (2004-05))

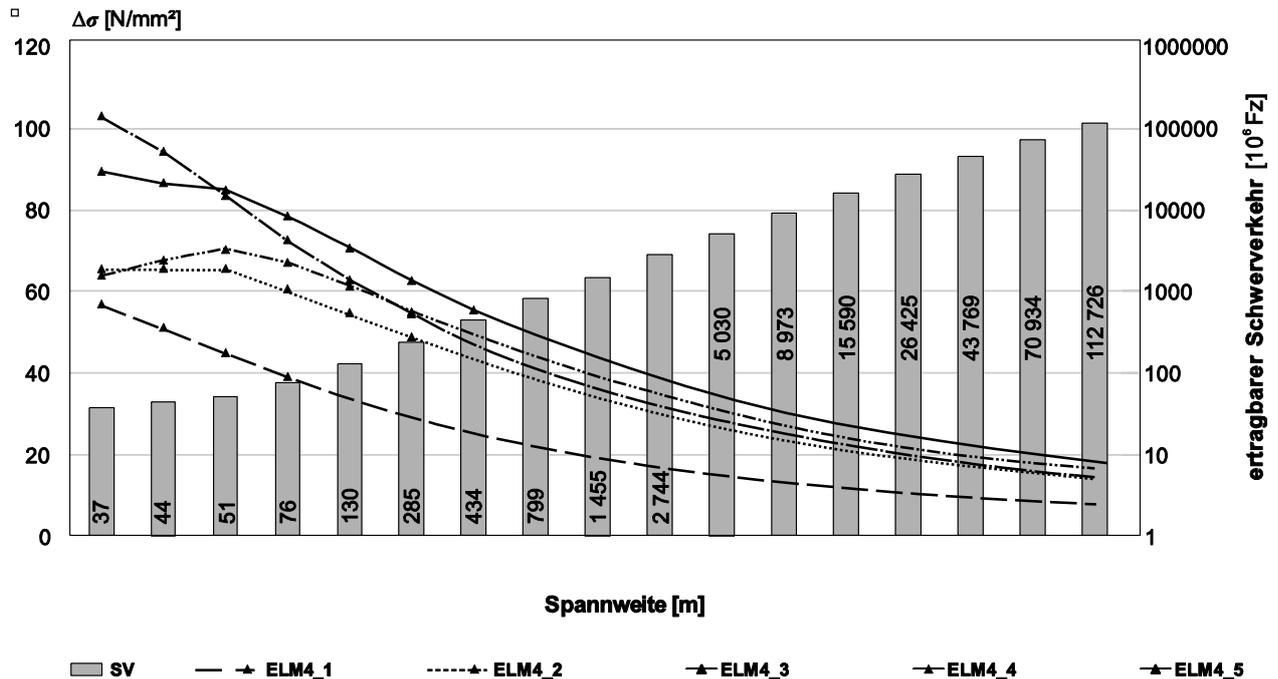


Bild 47: Spannungsschwingbreite der Betonstahlbewehrung und ertragbarer Schwerverkehr in Abhängigkeit der Spannweite eines Einfeldträgers, für verschiedene Verkehrslastmodelle (nach ZILCH et al. 2008)

Standsicherheits-, Verkehrssicherheits- und Dauerhaftigkeitsbewertung

Die Ermüdung der Biegebewehrung in Längsrichtung hat in erster Linie Auswirkungen auf die Standsicherheit des Bauwerks. Im Schadensbeispielkatalog (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) werden zu Ermüdungsschäden bei Stahl- und Spannbetonbauwerken keine expliziten Angaben gemacht. Allerdings sind Schadensbewertungen für die Folgen der Materialermüdung angegeben. So ist die Standsicherheitsbewertung für ausfallende Spannglieder, auf Grundlage einer objektspezifischen Schadensanalyse, zwischen zwei und vier zu wählen. Beim Betonstahl kann die Standsicherheitsbewertung am teilweisen Ausfall der Tragbewehrung in Folge von Korrosion, orientiert werden, welcher eine Standsicherheitsbewertung vier entspricht.

Nach Meinung der Verfasser ist es sinnvoll die Ermüdung von Beton- und Spannstahl mit einer Standsicherheit vier zu bewerten, sobald die rechnerische Restlebensdauer erreicht wird. Die in diesem Forschungsprojekt eingeführte Standsicherheitsbewertung fünf, ist in diesem Fall nicht gerechtfertigt, da nicht davon auszugehen ist, dass sämtliche Spann- und Schlabfbewehrung zeitgleich ausfällt, sondern dass es zu einem sukzessiven Ausfall der Vorspannung bzw. der Bewehrung und somit zu einer Vorankündigung kommt.

Somit ist die Wahrscheinlichkeit dass es zu Ermüdungsschäden kommt, der Grenzwahrscheinlichkeit für eine Standsicherheit von vier gegenüberzustellen.

Mögliche Interaktionen

Da es sich bei der Ermüdung primär um einen Standsicherheitschaden handelt, müssen Wechselwirkungen mit anderen Standsicherheitschäden untersucht werden.

Bei der Ermüdung der Spann- und Schlabfbewehrung muss eine direkte Interaktion mit Korrosionsschäden berücksichtigt werden. So kann bei Stäben mit Oberflächenkorrosion (Karbonatisierungsinduzierte Korrosion) zwar kein schlechteres Ermüdungsverhalten festgestellt werden, wohingegen bei Stäben mit Lochfraßkorrosion die Ermüdungsfestigkeit kleiner war als man aufgrund des Restquerschnittes erwarten konnte (FEHLMANN, VOGEL 2009). In (MOERSCH 2009) wird angemerkt, dass für Bewehrung in korrosiven Umgebungsbedingungen (Expositionsklassen: XC2, XC3, XC4, XS und XD) für die Festlegung einer Wöhlerlinie weitere Überlegungen anzustellen sind, bzw. auf der sicheren Seite liegend die Steigung der Wöhlerlinie für Lastspielzahlen größer 10^6 mit $k_2 = 5$ anzusetzen. Ähnlich verhält es sich laut (KÖNIG, DANIELEWICZ 1994) mit korrodiertem Spannstahl, dessen Ermüdungsfestigkeit

durch Korrosion herabgesetzt wird. Allerdings konnte keine quantitativen Angaben hierzu gemacht werden.

Im Falle eines gemeinsamen Auftretens von Ermüdung und Korrosion, muss neben der direkten Interaktion auch eine kumulative Interaktion berücksichtigt werden, da es zur Summation des ausgefallenen Querschnitts kommt.

Untersuchungsmethoden

Wenn die Restlebensdauer mit entsprechender Wahrscheinlichkeit erreicht ist, bieten sich folgende Maßnahmen zur Feststellung des Istzustandes an:

- Brücke nach Ermüdungsschäden untersuchen (Risse),
- Rissmonitoring durchführen,
- lineare und nichtlineare Methoden der Schadensanalyse (Schwingungsmessungen),
- durch Verkehrszählung das Einwirkungsmodell kalibrieren.

Durch den sukzessiven Ausfall der Biegezugbewehrung steigt die Betonstahlspannung in den verbleibenden Bewehrungsstäben an. Dadurch kommt es zu einem Anwachsen der Rissbreite und durch wechselnde Lasten auch zu einem Anstieg der Rissbewegung. Da diese Phänomene bei den herkömmlichen visuellen Prüfverfahren u. U. nicht zu entdecken sind, bzw. wenn Unklarheit über die Ermüdungsrelevanz von Rissen besteht, sollte durch ein geeignetes Monitoringkonzept (ZILCH et al. 2009), (PENKA 2005), (BERGMEISTER 2003) hierüber Klarheit geschaffen werden.

Durch Analyse der Bauwerksschwingungen (z. B. Änderungen in Eigenfrequenzen und Eigenformen) lassen sich Aussagen über Schädigungen am Bauwerk machen (BERGMEISTER et al. 2009).

Ein weiteres Vorgehen ist, durch Verkehrszählung und/oder Ermittlung der tatsächlichen Gewichtsverteilungen des Schwerverkehrs die stark streuenden Größen der Verkehrsbelastung zu konkretisieren. Somit ließe sich die Wahrscheinlichkeit eines Ermüdungsversagens genauer berechnen.

Instandsetzungsmöglichkeiten

Wenn es zu ersten Ermüdungserscheinungen kommt, kann eine erste Maßnahme eine Nutzungseinschränkung sein. Durch die Einordnung des Bauwerks in eine reduzierte Brückenklasse und einem Verbot für schwere Lkw kann die Spannungsschwingbreite reduziert werde. Eine

weitere Möglichkeit ist durch externe Vorspannung die Spannungsschwingbreite zu reduzieren (ZILCH, HENNECKE 2001).

3.6 Frost-Tausalz-Angriff

Frost- und Tausalzbeanspruchung führt im Beton zur Zerstörung des Betongefüges. Zum einen dehnt sich das in den Kapillarporen befindliche Wasser bei Temperaturen unter -25 °C um bis zu 9 Vol.-% seines Ausgangsvolumens aus. Der durch die Kristallisation entstehende Druck des Eises kann Werte bis zu 250 N/mm^2 erreichen (HILLEMEIER et al. 1999) und zu Abplatzungen der äußeren Betonschichten führen. Wenn durch viele Frost-Tau-Wechsel der kritische Sättigungsgrad aufgrund „Frostsaugens“ erreicht wird, tritt ein rasanter Schadensfortschritt ein (SIEBEL 2005). Zum anderen wird bei der Anwendung von Tausalzen, um Schnee und Eis zu schmelzen, dem Beton Energie entzogen, und es kommt zu einem schockartigen Abkühlen des Betons. Durch häufige Beanspruchungswechsel kommt es zu Festigkeitsverlusten und Abplatzungen der oberflächennahen Betonschichten.

Laut (LOWKE, BRANDES 2008), kann Beton auf Grundlage aktueller Normengeneration nach dem jetzigen Stand der Wissenschaft als frostsicher gelten. Die Sicherstellung ist durch Expositionsklassen (Mindestfestigkeit) in (DIN 1045-1 (2008-08)) und durch Empfehlungen für die Zusammensetzung (w/z-Wert, Mindestzement, Luftporen, Gesteinskörnungen) des Betons in (DIN 1045-2 (2008-08)) geregelt.

Da die Beaufschlagung mit Taumitteln und das Feuchtigkeitsangebot einen großen Einfluss auf den Schädigungsfortschritt haben, bietet sich eine örtliche Untergliederung hiernach an. Die Untergliederung kann ähnlich der Chlorideindringung bei Hohlkastenquerschnitten in „Innen“ und „Außen“ erfolgen. Weitere örtliche Untergliederungen bezüglich der anderen Einflussgrößen werden nicht durchgeführt, da diese an der ganzen Bauteilgruppe als konstant betrachtet werden können.

Im Bezug auf die Schadensfolgen müssen Bereiche über Verkehrsflächen gesondert berücksichtigt werden, da durch Betonabplatzungen die Verkehrssicherheit beeinträchtigt wird. Eine Unterscheidung nach statischen und dauerhaftigkeitsrelevanten Gesichtspunkten wird als nicht sinnvoll erachtet, da hierfür tiefgehende Kenntnisse des Tragwerks nötig sind, bzw. die Auswirkung auf die Dauerhaftigkeit an der gesamten Bauteilgruppe gleich sind.

Schädigungsmodell

Auf der Einwirkungsseite sind in erster Linie die Umwelteinflüsse Salzkonzentration, Temperatur und Feuchte zu nennen. Bei der Temperatur ist vor allem die Häufigkeitsverteilung der Minimaltemperaturen sowie die tatsächliche Anzahl von Frost-Tauwechseln von Belang, wohingegen die Durchfeuchtung lediglich zum Zeitpunkt der minimalen Temperatur von Belang ist (LOWKE, BRANDES 2008).

Auf der Widerstandsseite ist vor allem die Betonzusammensetzung von Bedeutung für den Frostwiderstand (w/z-Wert, Zementart, Einsatz von Zusatzstoffen, Luftporen). Aber auch die vom Betonalter abhängige Hydratation, Karbonatisierung und Schädigung des Betons haben Einfluss auf den Widerstand gegenüber Frost- Tausalzbelastung.

In (SARJA, VESIKARI 1996) wird ein Modell vorgestellt mit dem sich die Abwitterung von Beton, in Abhängigkeit der Umweltbedingungen, der Nachbehandlung, der Betonalterung und dem Luftgehalt des Betons modellieren lässt.

$$s = r \cdot t \quad (3.23)$$

mit

s Abwitterung des statisch ansetzbaren Betons [mm]

r Abwitterungsfaktor [mm/a]

t Alter der Brücke [a]

Der Abwitterungsfaktor lässt sich anhand folgender Gleichung ermitteln:

$$r = c_{env} \cdot c_{cur} \cdot c_{age} \cdot a^{-0,7} \cdot (f_{ck} + 8)^{-1,4} \quad (3.24)$$

mit

c_{env} Faktor zur Erfassung der Umweltbedingungen

c_{cur} Nachbehandlungsfaktor

c_{age} Alterungsfaktor

a Luftgehalt des Betons [%]

f_{ck} Charakteristische Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen [N/mm²]

Der Einfluss der Umgebung lässt sich nach Tab. 24 abbilden:

Umgebungs-klassen	Umgebungs-bedingungen	Faktor zur Erfassung der Umweltbedingungen
1	Frost, Schnee, Eis, Vielzahl von Frost-Tau-Zyklen Salzwasser oder Taumittel Temperatur- und Feuchtigkeitschwankungen	80-160
2	Frost, Schnee, Eis, Vielzahl von Frost-Tau-Zyklen dauernder Kontakt mit Wasser (keine Chloride) Temperatur und Feuchtigkeitschwankungen	40-80
3	Normale Außenbedingungen Frost-Tauwechsel	20-40
4	Keine Frost-Tauwechsel	< 20

Tab. 24: Faktoren zur Erfassung der Umweltbedingungen (SARJA, VERISKARI 1996)

Der Nachbehandlungsfaktor lässt sich gemäß folgender Formel ermitteln:

$$c_{cur} = \frac{1}{0,85 + 0,17 \cdot \log_{10}(d)} \quad (3.25)$$

mit

d Nachbehandlungsdauer [Tage]

Falls keine verlässlichen Angaben zur Dauer der Nachbehandlung bei Bestandsbauwerken vorhanden sind, kann auf der sicheren Seite liegend eine Nachbehandlungsdauer von einem Tag angenommen werden, da dies als Mindestwert von Ausschalfrieten angenommen werden kann. Einen Sonderfall stellen Betonoberflächen dar, die zum Zeitpunkt des Betonierens direkt der Witterung ausgesetzt waren. Hier ist eine sinnvolle Abschätzung zu treffen.

Der Alterungseinfluss lässt sich in Abhängigkeit der Betonzusammensetzung wie folgt berechnen:

$$c_{age} = \frac{1}{1 - 0,045 \cdot p_{sf} - 0,008 \cdot p_{sl} - 0,001 \cdot p_{fl}} \quad (3.26)$$

mit

- p_{sf} Anteil von Silika-Staub [M.-%/z]
 p_{sl} Anteil von Hochofenschlacke [M.-%/z]
 p_{fl} Anteil von Flugasche [M.-%/z]

Falls keine Angaben zum Anteil der Zusatzstoffe gemacht werden können, wird vorgeschlagen den Alterungsfaktor auf der sicheren Seite als eins anzunehmen.

Ein weiterer Parameter der Schädigung durch Frost- und Frost-Tausalzbeaufschlagung ist der Luftgehalt des Betons. Da bei (SARJA, VESIKARI 1996) keine weiteren Angaben gemacht wurden, wird davon ausgegangen das es sich bei der Maßeinheit um Volumen-% des Betons handelt. Da auch dieser Parameter für den Bestand schwer zu ermitteln ist, wird ein Luftgehalt von 1,5 Vol.-% angenommen, da laut (MÜLLER, REINHARDT 2009) vollständig verdichteter Beton einen Luftporengehalt von 1-2 Vol.-% hat.

Um nun Aussagen über die Schädigungswahrscheinlichkeit machen zu können, muss die berechnete Abwitterung, einer zulässigen Abwitterung für jedes Schadensniveau gegenüber gestellt werden. Die Grenzzustandsfunktion schreibt sich:

$$g_{FT}(t) = s_{zul} - s \quad (3.27)$$

mit

- $g_{FT}(t)$ Grenzzustandsfunktion bei Frost-Tausalzangriff
 s_{zul} Zulässige Abwitterung [mm], je nach Schadensniveau
 s Abwitterung in Abhängigkeit der Zeit [mm]

Allerdings ist es mit obengenannten Startwerten nicht möglich Wahrscheinlichkeiten einer Schädigung zu berechnen, da die Berechnungsparameter ohne statistische Verteilung angegeben sind. Hier besteht weiterer Forschungsbedarf.

Standortsicherheits-, Verkehrssicherheits- und Dauerhaftigkeitsbewertung

Nach (LOWKE, BRANDES 2008) kommt es durch Frost bzw. Frost-Tausalzbeanspruchung von Beton zu äußeren und/oder inneren Schädigungen. Äußere Schädigungen treten zumeist bei Frost-Tausalzangriffen auf und sind durch Abwitterungen an der Oberfläche zu erkennen. Diese Abwitterung unterteilt sich in Absandungen und großflächige schollige Ablösungen die durch ein Versagen des Zementsteins verursacht werden und eine Zerstörung der Gesteinskörnung welche sich durch lokal begrenzte, aber tiefer gehende Schädigung (sog. Popouts), zeigt. Bei reinen Frostangriffen ist vermehrt die innere Schädigung vorherrschend, welche sich als Schwächung bzw. Zerstörung der inneren Struktur zeigt.

Frost- bzw. Frost-Tausalz-Schädigung führen zu optischen Beeinträchtigungen der Betonoberfläche. Darüber hinaus kommt es durch äußere Schädigung zu einer Verringerung der Betondeckung, woraus vermehrter Chlorideintrag und tiefere Karbonatisierung des Betons folgt. Auch innere Schädigungen führen zu einem vermehrten Chlorideintrag infolge Microrissbildung aber auch die statischen Eigenschaften werden dadurch beeinflusst. So hat nach (PETERSEN 2003) eine Frostschädigung Einfluss auf folgende statische Eigenschaften:

- Druckfestigkeit,
- Biegezugfestigkeit,
- statischer E-Modul,
- Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton.

Laut (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) werden Auswirkungen, welche durch Frost-Tausalzbeaufschlagung bedingt sind, folgendermaßen bewertet. Grobkorn- und Hohlstellen, welche der Abwitterung durch Frost ähneln, werden bei örtlicher Begrenzung mit einer Dauerhaftigkeit von eins bewertet. Abplatzungen im oberflächennahen Bereich werden mit der Dauerhaftigkeit zwischen eins und zwei und je nach Verkehrsgefährdung mit Verkehrssicherheit von null (nicht über Verkehrsraum) und von eins bis drei (über Verkehrsraum) bewertet. Schadensbewertungen bezüglich der Standortsicherheit, welche auf Frost- und Frost-Tausalzbeanspruchung zurückzuführen sind, sind in den Schadensbeispielen nicht zu finden. Allerdings sollte nach Meinung der Verfasser bei weitergehenden Forschungen der Verlust des Betonquerschnitts bzw. die Degradation der Betondruckfestigkeit, des Verbundverhaltens und der Betonzugfestigkeit berücksichtigt werden.

Mögliche Interaktionen

Die Abwitterung von Beton hat eine direkte Auswirkung auf die Depassivierung der Bewehrung infolge Karbonatisierung und Chlorideindringung. Es kommt zu einer Verringerung der Betondeckung und zu einer Auflockerung des Gefüges, wodurch Chloride und CO₂ leichter zur Bewehrung vordringen können.

Eine additive Wechselwirkung besteht mit sämtlichen Schädigungen welche den Verbund zwischen Bewehrung und Beton beeinträchtigen (z. B. Korrosion) und mit allen Schäden die die Materialfestigkeiten des Betons beeinträchtigen (Alkali-Kieselsäurereaktion).

Untersuchungsmethoden

Zur Feststellung eines Frost-Tausalzschadens bietet sich in erster Linie die visuelle Prüfung der Oberfläche an, mit der die tatsächliche Abwitterung festgestellt werden kann. Weiterführende Untersuchungen sind z. B. die Feuchtemessung, Bohrkernentnahme und Prüfung der Druckfestigkeit, Prüfung der Oberflächenhärte mittels Schmidthammer.

Durch Umstellung von Gleichung (3.23) lässt sich die tatsächliche Abwitterung dem Bauwerksalter gegenüberstellen und eine aktualisierte Abwitterungsrate für Frost- und Frostausalzbeanspruchung ermitteln.

$$r = \frac{s}{t} \quad (3.28)$$

Instandsetzungsmöglichkeiten

Bei der Instandsetzung muss nach dem Schädigungsmaß unterschieden werden. So kann bei Beton, welcher noch nicht frostgeschädigt ist, durch eine Hydrophobierung die Durchfeuchtung verhindert werden und demnach auch die Schädigungswahrscheinlichkeit herabgesetzt werden. Falls es bereits zu Abwitterung von Beton gekommen ist, muss der lockere Beton entfernt und die Betonoberfläche reprofiliert werden.

3.7 Alkali-Kieselsäure-Reaktion

Bei der Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) handelt es sich um einen treibenden Betonangriff, aufgrund von Wechselwirkungen zwischen der alkalischen Porenlösung des Zements und kieselsäurehaltigen Zuschlägen. Das sich dabei bildende Alkalisilicat-Gel quillt unter Wasseraufnahme, wodurch sich nach Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons Risse bilden, welche den Beton schädigen bzw. zerstören können (MIELICH 2010).

Auswirkungen und Schädigungen der Alkali-Kieselsäure-Reaktion sind nach (BÖDEKER 2003) in äußere und innere Merkmale zu unterteilen. Zu den äußeren Merkmalen gehören Geltröpfchen und Ausblühungen, Auswachsungen und Ausplatzungen, sowie Oberflächenrisse. Als innere Merkmale sind parallel zur Außenfläche verlaufende Schalenrisse und Ablagerungen von Gelprodukten, welche mittels mikroskopischer Untersuchungen an Dünnschliffen festgestellt werden können, zu nennen.

Einflussgrößen der AKR sind nach (MIELICH 2010) der wirksame Alkaligehalt des Zements, die Art und Menge der alkaliempfindlichen Gesteinskörnung, die Feuchtigkeit und die Temperatur. Weitere Einflussfaktoren sind die Permeabilität (Durchlässigkeit) des Betons und die Alkalizufuhr von außen, welche durch Taumittel auf Basis von Acetaten und Formiaten (Taumittel an Flughäfen) von außen in den Beton eindringen können.

Folgende Gesteine können laut (HILLEMEIER et al. 1999) lösliche amorphe Kieselsäuren enthalten:

- Opalsandstein,
- Flint,
- Grauwacke,
- Kieselschiefer,
- Quarzporphyre,
- kristallin gestörte Quarzite.

In der DAfStb-Richtlinie „Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton (Alkali-Richtlinie)“ (DAfStB 2007-02) werden Anforderungen, Prüfung und Überwachung der betroffenen Gesteinskörnungen beschrieben.

Da der Alkaligehalt des Zements und die Gesteinskörnung über das Bauwerk gleichverteilt anzunehmen ist, wird bezüglich des unterschiedlichen örtlichen Schädigungsfortschritts nach dem Feuchtigkeitsangebot unterschieden.

Eine Unterscheidung nach statischen und verkehrssicherheitsrelevanten Gesichtspunkten wird als nicht sinnvoll erachtet, da hierfür tiefgehende Kenntnisse des Tragwerks nötig sind, bzw. die Auswirkungen auf die Verkehrssicherheit vernachlässigbar sind. Eine Unterscheidung bezüglich der Dauerhaftigkeit leitet sich aus dem unterschiedlichen Instandsetzungsaufwand im Schadensfalle her. Diese Unterschiede werden aber nicht explizit berücksichtigt, da der maßgebende Parameter beim Instandsetzungsaufwand, abgesehen von der Schadensschwere, die Zugänglichkeit ist, welche sich bereits durch den unterschiedlichen Prüfauf-

wand und die daraus folgende Aufgliederung niederschlägt.

Schädigungsmodell

Durch eine Literaturrecherche konnten keine, für dieses Forschungsprojekt geeignete, Schädigungsmodelle gefunden werden. So ist laut (NOVAK et al. 2002) die Angabe eines AKR-Schädigungsmodelles nicht möglich. Lediglich eine Abschätzung des Gefährdungspotenzials, je nach geografischer Lage gemäß (DAfStB 2007-02), sei zielführend. In (POMMERENING et al. 2008b) wird vorgeschlagen bei Verdacht auf AKR eine objekt-spezifische Schadensanalyse (OSA) durchzuführen und das weitere Verhalten mittels S-Kurven bestimmen. Ebenso ist laut (SCHIEßL, MAYER 2007) eine Modellierung der AKR derzeit nicht möglich. Um die AKR für die zuverlässigkeitsbasierte Bauwerksprüfung zu berücksichtigen besteht noch weiterer Forschungsbedarf.

Zur Berücksichtigung der AKR in diesem Forschungsprojekt wird vorgeschlagen, analog zu (NOVAK et al. 2002), das Gefährdungspotenzial des Bauwerks zu bestimmen, auftretende Schäden gemäß (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) zu bewerten und mittels Markovscher Ketten (siehe Kapitel 2.3) die Wahrscheinlichkeit zu berechnen, mit der das nächste Schädigungsniveau erreicht wird.

Stand sicherheits-, Verkehrssicherheits- und Dauerhaftigkeitsbewertung

Bei der AKR handelt es sich um einen Schaden der Auswirkungen auf die Stand sicherheit und die Dauerhaftigkeit hat. Die Stand sicherheit wird durch die Gefügelockerung, welche Einfluss auf die Festigkeiten und Steifigkeiten, sowie den Verbund zwischen Beton und Bewehrung hat, beeinflusst. Bezüglich der Dauerhaftigkeit führen die infolge der Gefügelockerung verringerte Betondeckung, als auch die Risse im Beton, zu einer Abnahme der Schutzwirkung des Betons. In (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) werden Schäden infolge AKR gemäß Tab. 25 beurteilt:

Brücken, Überbau / * / Beton / Rissbildung in Folge von Alkali-Kieselsäurereaktion	S	V	D
Rissbildung in Folge von Alkali-Kieselsäurereaktion ohne Gefügelockerung	0	0	2
Rissbildung in Folge von Alkali-Kieselsäurereaktion mit einsetzender Gefügelockerung	2	0	3
Rissbildung in Folge von Alkali-Kieselsäurereaktion mit fortgeschrittener Gefügelockerung	3	0	4

Tab. 25: Schadensbewertung der Alkali-Kieselsäurereaktion

Mögliche Interaktionen

Durch die Abplatzungen und Risse an der Betonoberfläche, sowie die Gefügelockerung können Chloride und CO₂ leichter zur Bewehrung vordringen, wodurch die Depassivierung der Bewehrung beschleunigt wird. Bei gleichzeitigem Auftreten von AKR und Frost-Tausalz-Beanspruchung, bzw. anderen Schäden die das Gefüge des Betons zerstören, verstärkt sich diese Schadensauswirkung. Durch die oben genannten standsicherheitsbeeinträchtigenden Schäden sind Wechselwirkungen mit sämtlichen Schäden, welche den Verbund zwischen Beton und Bewehrung beeinflussen (z. B. Korrosion), als auch mit Schäden, welche die Materialeigenschaften des Betons beeinträchtigen (z. B. Frost-Tausalz-Angriff) zu berücksichtigen.

Untersuchungsmethoden

Die Prüfung auf Alkali-Kieselsäure-Schäden erfolgt in erster Linie per in Augenscheinnahme. Hierdurch können Ausblühungen, Abplatzungen und Risse, aber auch Durchfeuchtungen detektiert werden. Zur genaueren Untersuchung bieten sich chemische Analysen der Ausblühungen und Feuchtemessungen mittels der dielektrischen Feuchtemessung (BAM 2007) als zerstörungsfreie Prüfmethode an. Weitere Untersuchungen an Betonproben (zerstörend), wie Bestimmung der Druckfestigkeit und Rohdichte an Bohrkernen, Dehnungsuntersuchungen in der Nebelkammer und mikroskopische Untersuchungen an Dünn-schliffen sind in (DAfStB 2003) beschrieben.

Instandsetzungsmöglichkeiten

Bei der Instandsetzung AKR-geschädigter Bauteile muss nach dem bereits vorhandenen Schädigungsmaß und ob die AKR abgeschlossen ist,

oder nicht unterschieden werden. So kann es bei Beton mit geringer Rissbildung und ohne Gefügelockerung, bei abgeschlossener AKR ausreichend sein die Wasseraufnahme durch das Aufbringen eines Oberflächenschutzsystems zu reduzieren. Im Falle fortgeschrittener Gefügelockerung und noch aktiver AKR ist ggf. der Beton abzutragen, zu reprofiliert und abschließend mit einem Oberflächenschutzsystem zu versehen. Zur Erarbeitung eines Instandsetzungskonzeptes wird auf (DAfStB 2003) verwiesen.

3.8 Defizite der Konstruktion

Weitere Schädigungen, die berücksichtigt werden müssen, basieren auf Defiziten in der Bausubstanz. Diese können durch mangelhafte Ausführung, oder Fehler in der Bemessung begründet sein. Ein weiteres Unterscheidungskriterium ist, ob diesen Mängeln eine einmalige unsachgemäße Ausführung bzw. Bemessung zu Grunde liegt, oder ob es sich um systematische Mängel handelt, die wegen unzureichender Normen bzw. ungenügendem Stand des damaligen technischen Wissens an mehreren Bauwerken der jeweiligen Epoche zu finden sind.

Allerdings besteht das Problem, dass alle diese Mängel bekannt sein müssen, um geeignete Schädigungsmodelle zu definieren. Viele Schäden werden schon während der Bauausführung, bzw. bei der Abnahmeprüfung erkannt und können entsprechend berücksichtigt werden. Jedoch kann nicht immer gewährleistet werden, dass Bauwerke, auch mit erheblichen Defiziten in der Konstruktion, frühzeitig erkannt werden. So sind die systematischen Defizite in der Ausbildung der Koppelfugen, bei abschnittsweise hergestellten Spannbetonbrücken, erst bei einer Routinekontrolle entdeckt worden (Hochstraße Prinzenallee im Heerdt Dreieck in Düsseldorf) (ZILCH et al. 2005). Es gilt zu klären, ob die Wahrscheinlichkeit, bei der Prüfung von bekannten Schäden, einen verdeckten Schaden (einmalig, oder systematisch) zu entdecken, die gleiche Größenordnung wie beim derzeitigen Vorgehen hat. Diese Frage kann aber nach Meinung der Verfasser erst abschließend geklärt werden, wenn für alle bekannten Schäden die zugehörigen Schädigungsmodelle definiert sind und einige Pilotbauwerke sowohl nachzeitigem Vorgehen und auf Grundlage der zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung über einen längeren Zeitraum untersucht werden.

Für sämtliche bekannten Mängel gilt das gleiche Herangehensprinzip. Folgende grundlegende Randbedingungen sind in jedem Fall zu klären:

- Auswirkungen und Folgen des Schadens,
- Ankündigungsverhalten,
- zeitliche Degradation,
- Wechselwirkungen mit anderen Schäden.

Die Notwendigkeit die Auswirkungen und Folgen eines Schadens zu klären ist selbsterklärend, da dies der eigentlichen Definition eines Schadens entspricht. Von ganz essentieller Bedeutung ist, ob sich die Schadensauswirkung ankündigt. Falls nämlich mit einem schlagartigen Versagen ohne Vorankündigung zu rechnen ist, sind umgehende Sicherungsmaßnahmen bzw. Nutzungseinschränkungen vorzunehmen. Im Umkehrschluss bedeutet das, dass bei Schäden ohne Ankündigung auch durch die Bauwerksprüfung kein Erkenntnisgewinn gegeben ist. Als nächstes ist eine Schädigungsfunktion zur Darstellung der zeitlichen Degradation zu entwickeln und Überlegungen zu Wechselwirkungen mit anderen Schädigungen anzustellen. Bei systematischen Fehlern ist zudem zu prüfen ob sich die betroffenen Bauwerke, eventuell unter Berücksichtigung des Baujahres, eingrenzen lassen.

Defizite in der Querkraftbemessung

Das Vorgehen solle im Folgenden kurz für die Defizite bei der Querkraftbemessung erläutert werden. So war es laut (HEGGER et al. 2009) in den Anfangsjahren des Spannbetonbaues nicht möglich die Schnittkraftkombinationen zu definieren, welche die „kurz vor Bruch schnell öffnenden Schrägrisse in Auflagernähe“ verursachten. Die Sicherung eventueller Schrägrisse durch Abdeckung der Hauptzugspannungen über Bewehrung, führte zu strukturellen Defiziten dieser Bauwerke, im Gegensatz zu heutigen Bemessungsvorschriften. Des Weiteren wurden viele Brücken unter der Lastannahme eines SLW 30 oder SLW 60 bemessen, welche den heutigen Anforderungen nicht mehr genügen.

Aktuell gehen die Meinungen zur Querkraftgefährdung älterer Spannbetonbrücken in Fachkreisen allerdings auseinander. Dies zeigt sich auch in den unterschiedlich möglichen Bemessungsansätzen in (FIB 2010). Es gibt keinen klaren Konsens, ob tatsächlich unzureichende Querkraftbewehrung eingebaut wurde, oder ob der aktuellen Normung zu konservative Ansätze zu Grunde liegen, da es auch noch zu keinem Schadensfall infolge Defiziten in der Querkraftbemessung gekommen ist. So sind zwar Brücken ab 1985 als gering oder gar nicht gefährdet eingestuft (HEGGER et al. 2009), aber bei der Querkraftgefährdung älteren Brücken besteht noch erheblicher Forschungsbedarf.

Zur Unterhaltung und Überprüfung des Bestandes, bis zu einer abschließenden Klärung der Querkraftproblematik, sind Aussagen zur rechnerischen Querkrafttragfähigkeit allerdings zweitrangig. Primäres Ziel ist es, Versagen frühzeitig zu erkennen um Maßnahmen zur Sicherstellung der Verkehrssicherheit und Standsicherheit einzuleiten. So lassen sich Brücken bezüglich des Ankündungsverhaltens in zwei Gruppen einteilen. Bei Brücken, welche vor 1966 erbaut wurden, muss das Ankündungsverhalten im Einzelfall beurteilt werden, wohingegen bei Brücken ab 1966 aufgrund der in (BMV/DB 1966) eingeführten Mindestquerkraftbewehrung von einer Schadensankündigung ausgegangen werden kann. Die Mindestbewehrung, die zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens eingelegt wurde, sollte bei Überschreitung der ertragbaren Betonzugspannungen die Kräfte der Querkraftzugstrebe aufnehmen. Gemäß aktueller Normung (DIN-FB 102 (2009-03)) lässt sich die Querkraftbewehrung wie folgt berechnen:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_w \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \quad (3.29)$$

mit

- ρ_w Bewehrungsgrad [-]
- A_{sw} Querschnittsfläche eines Elements der Querkraftbewehrung [cm²]
- s_w Abstand der Elemente der Querkraftbewehrung [cm]
- b_w Stegbreite [cm]
- α Winkel zwischen Querkraftbewehrung und Balkenachse [°]

Die Bewehrungsgrade lassen sich je nach Rissart, wie folgt berechnen:

Allgemein (Biegeschubriss, ausgehend von einem Biegeriss):

$$\rho_{w,min} = 0,16 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \quad (3.30)$$

Für gegliederte Querschnitte mit vorgespanntem Zuggurt (Schrägrißbildung):

$$\rho_{w,min} = 0,25 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \quad (3.31)$$

mit

- f_{ctm} Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons [N/mm²]

f_{yk} Charakteristischer Wert der Streckgrenze der Bewehrung [N/mm²]

Auf der sicheren Seite liegend kann man jetzt die Mindestbewehrungsgrade $\rho_{w,min}$ für gegliederte Querschnitte mit vorgespannten Zuggurten auf Grundlage der aktuellen Normung den Bewehrungsgraden der unterschiedlichen Normengenerationen, seit Einführung einer verbindlichen Mindestquerkraftbewehrung (1966) gegenüberstellen. Hierzu muss zum einen der Bewehrungsgrad auf die unterschiedlichen Stahlgüten (BSt I bis BSt 500/550) umgerechnet werden. Zum anderen sind die unterschiedlichen Definitionen der Betonfestigkeiten (Mittelwert, Fraktilwerte, Würfel, Zylinder usw.) auf eine einheitliche Basis zu normieren. Zur Umrechnung der Betonfestigkeiten wird auf (FINGERLOOS 2008) verwiesen.

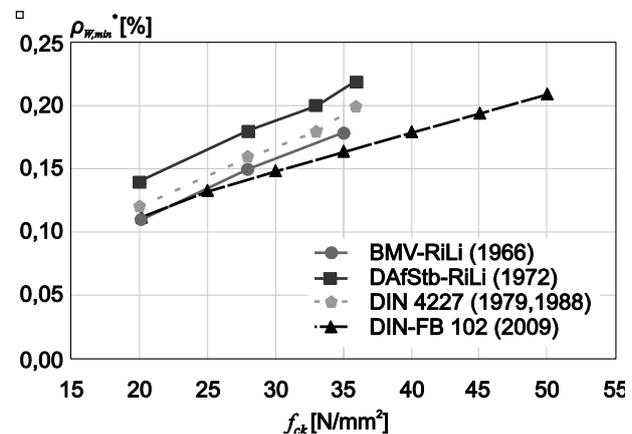


Bild 48: Mindestbewehrungsgrad in Bezug auf die charakteristische Betonfestigkeit (nach WELSCH 2010, auf Basis von HEGGER et. al. 2009)¹²

In Bild 48 ist zu erkennen, dass ab Einführung einer festgelegten Mindestquerkraftbewehrung (BMV/DB 1966) der auf die Betonfestigkeit bezogenen Mindestbewehrungsgrad über den aktuell erforderlichen Werten liegt. Somit ist für Spannbetonbrücken ab 1966 davon auszugehen, dass die Mindestquerkraftbewehrung gegenüber der heutigen Bemessung als ausreichend anzunehmen ist und deshalb mit einem duktilen Versagen zu rechnen ist.

Bei Brücken in die keine Mindestquerkraftbewehrung eingelegt wurde, muss die Versagensankündigung durch Untersuchungen im Einzelfall nachgewiesen werden. Zum einen kann über eventuell vorhandene konstruktive Bewehrung der Nachweis

¹² $\rho_{w,min}^*$: Mindestbewehrungsgrad, bezogen auf einheitliche Stahlgüte

der Ankündigung geführt werden, oder die folgenden Querkrafttraganteile bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung nach Bildung eines Schubrisses (GÖRTZ 2004), müssen genauer berücksichtigt werden:

- Querkrafttragfähigkeit der ungerissenen Druckzone,
- Rissverzahnung,
- Dübelwirkung der Längsbewehrung.

Auch konnten bei zahlreichen Versuchen, in den Querschnitten mit der höchsten Biegebelastung erhebliche Biegerisse festgestellt werden, bevor es zum Auftreten von Schrägrissen, bzw. Biegeschubrissen kam, woraus sich auch eine Ankündigung eines Querkraftversagens ableiten ließe (ZWICKY 2002 u. a.). Des Weiteren beschreibt (HEGGER, GÖRTZ 2006) eine Zunahme der Schubrissbreite und Mittendurchbiegung von Versuchskörpern ohne Querkraftbewehrung, bei anwachsender Beanspruchung (siehe Bild 49).

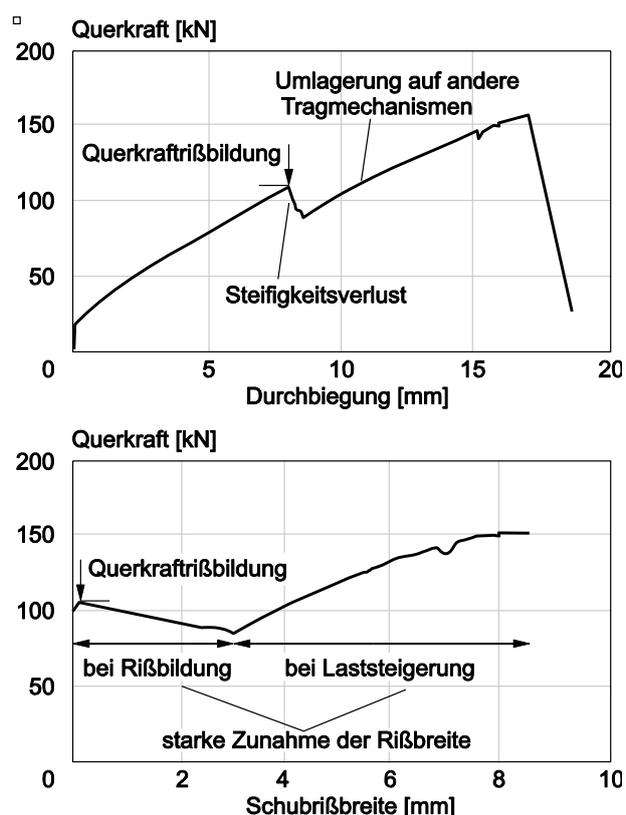


Bild 49: Zunahme der Schubrissbreite (unten) und Mittendurchbiegung (oben) bei anwachsender Beanspruchung (nach HEGGER, GÖRTZ 2006)

Allerdings bedarf es zu einem solchen Nachweis des Ankündigungsverhaltens, für Brücken ohne Mindestquerkraftbewehrung, einer Einzelfallbetrachtung. Zudem besteht hierzu noch weiterer Forschungsbedarf.

Schädigungsmodell für Brücken mit ausreichender Mindestquerkraftbewehrung

Für Brücken mit ausreichender Mindestquerkraftbewehrung kann ein Degradationsmodell auf Grundlage der Ermüdung definiert werden. Diesem Ansatz liegt die Überlegung zu Grunde, dass nach dem Auftreten von Schubrissen die Bügelbewehrung einer ermüdungsrelevanten Belastung ausgesetzt ist. Es soll die Zeit berechnet werden, bis es mit gewisser Wahrscheinlichkeit zu einem Ermüdungsversagen der Querkraftbewehrung kommt. Dieser Ansatz ist allerdings nur für Brücken ohne Schrägrisse möglich, da bei bereits vorhandenen Rissen, die Belastungsgeschichte (bereits ertragene Lastwechsel) nicht mehr bestimmt werden können. Die Grenzzustandsfunktion lässt sich demnach, analog zur Ermüdung, wie folgt definieren:

$$g_{\text{Quer}}(t) = D_{\text{grenz}} - D_{\text{vorh}} \quad (3.32)$$

mit

g_{Quer}	Grenzzustandsfunktion für gerissene Querschnitte [-]
D_{grenz}	Grenzschiädigung = 1 [-]
D_{vorh}	Vorhandene Schädigung auf Grundlage der Schadensakkumulation nach Palmgren-Miner [-]

Die Ermüdungsschädigung muss im Falle gerissener Querschnitte für Betondruckstrebe, sowie für die Betonstahl-Zugstrebe geführt werden, auch wenn Ermüdungsbruchversagen des druckbeanspruchten Stegbetons bei Versuchen eher selten beobachtet werden konnte (ZILCH et al. 2004). Allerdings lässt sich das Druckstrebenversagen durch konservative Annahmen zum Ermüdungsverhalten der Stegbewehrung verhindern.

Um die Spannungsschwingbreite der Querkraftbewehrung zu ermitteln, werden in (ZILCH et al. 2004) und (ZILCH, ZEHETMAIER 2010) Berechnungsschritte in Abhängigkeit der Druckstrebenneigung erläutert. Allerdings besteht die Möglichkeit die Spannungsschwingbreite durch Annahmen auf der sicheren Seite abzuschätzen. So würde im ungünstigsten Fall die Oberlast der Streckgrenze des Bewehrungsstahls entsprechen, da die Mindestquerkraftbewehrung hierauf bemessen wurde. Die Unterlast ließe sich durch Annahmen zum Verhältnis zwischen ständiger und veränderlicher Lasten ermitteln lassen. Durch Annahmen zur Verkehrsbelastung (siehe Kapitel 3.5) lässt sich die Schädigung somit konservativ abschätzen.

Um Angaben zu den ertragbaren Lastwechseln machen zu können, muss eine entsprechende Wöhlerlinie gewählt werden. In (KÖNIG, DANIELEWICZ 1994) wird vorgeschlagen die Wöhlerlinie für gerade Stäbe zu verwenden, da bei Schrägrissen die Spannungen in der Bewehrung aufgrund des Verbundverhaltens zu den Ecken hin auf vernachlässigbare Werte reduziert werden. Allerdings ist bei Biegeschubrisen welche sich aus Biegerissen entwickeln mit Rissen in unmittelbarer Umgebung der Krümmung zu rechnen, wodurch ein Ermüdungsversagen des gekrümmten Bewehrungsstahls nicht auszuschließen ist. Auch (ZILCH et al. 2004) empfiehlt mit den Wöhlerlinien für gekrümmte Bewehrung zu rechnen, da diese Annahme auch bei größeren Stabdurchmessern und geneigten Bügeln sowie Schrägstäben auf der sicheren Seite liegt. Für die betrachtete Herangehensweise wird zudem empfohlen mit den Wöhlerlinien für korrodierten Stahl zu rechnen, da Chloride und Feuchtigkeit aufgrund der Risse ungehindert Zugang zur Bewehrung haben.

Stand sicherheits-, Verkehrssicherheits- und Dauerhaftigkeitsbewertung

Der Einfluss auf die Standsicherheit ist bei den Defiziten der Querkraftbemessung maßgebend zu betrachten. Da davon auszugehen ist, dass der Bewehrungsausfall sukzessive von statten geht, wird eine Standsicherheitsbewertung $S = 4$ vorgeschlagen. Somit wird durch die Berechnung der Grenzzustandsfunktion (3.32) die Wahrscheinlichkeit berechnet, mit der die Brücke eine Standsicherheitsbewertung $S = 4$ erreicht.

Mögliche Interaktionen

Wechselwirkungen bestehen mit der Schädigung der Korrosion und Ermüdung. Allerdings wird davon ausgegangen, dass die Querkraftbewehrung erst nach Auftreten von Schubrisen ermüdungsrelevanten Spannungsschwingbreiten ausgesetzt wird. Die daraus folgende Ermüdungsschädigung ist durch die Definition der Querkraftdefizite mittels Ermüdungsbetrachtungen bereits berücksichtigt. Um die Wechselwirkung mit der Bewehrungskorrosion angemessen zu berücksichtigen, wird im Unterkapitel zum Schädigungsmodell bei Querkraftdefiziten ohnehin die Verwendung von Wöhlerlinien für korrodierte Bewehrung vorgeschlagen.

Untersuchungsmethoden

Da die vorgeschlagene Herangehensweise für ungerissene Querschnitte definiert wurde und die Ermüdungsberechnung nur dazu dient die Zeitspanne bis zu einem Versagen abzuschätzen, falls

direkt nach einer Prüfung ein Schrägriss, oder Biegeschubriss auftritt, ist bei der Bauwerksprüfung lediglich festzustellen, ob Risse infolge Querkraft aufgetreten sind. Ob sich Risse gebildet haben, lässt sich am einfachsten visuell prüfen. Laut (HILLEMEIER et al. 1999) handelt es sich hierbei um ein Prüfverfahren mit geringem technischen Aufwand. Da es sich bei Schubrisen in der Regel um Trennrisse handelt, kann des Weiteren davon ausgegangen werden, dass diese bei einer Bauwerksprüfung auch erkannt werden.

Wenn keine Risse entdeckt wurden, kann mittels der Ermüdungsüberlegungen erneut eine Zeitspanne errechnet werden in der es mit gewisser Wahrscheinlichkeit zu keinem Ermüdungsversagen der Querbewehrung kommt, falls direkt nach der Prüfung ein Riss auftreten sollte.

Instandsetzungsmöglichkeiten

Falls bei der Bauwerksprüfung ein Riss entdeckt wurde, ist in einem ersten Schritt eine detaillierte Untersuchung und Nachrechnung des Tragwerks nötig. Falls die Standsicherheit für die restliche Lebensdauer nicht mehr gewährleistet werden kann, müssen Verstärkungsmaßnahmen durchgeführt werden. In Tab. 26 sind verschiedene Verstärkungsmaßnahmen aufgelistet.

Erhöhung der Normalkraftbeanspruchung	
	Zusätzliche Vorspannung in Normalenrichtung
Querschnittsergänzung	
	Einbau vertikaler Spannstangen und -glieder
	Zusätzlich eingelegte Bewehrung
	Auf-/ eingeklebte CFK-Lamellen/ – Lamine
	Aufgeklebte oder vorgespannte Stahllaschen
	Stegverbreiterung mit bewehrtem Ortbeton, Spritzbeton oder SVB
	Aufbeton bei überbeanspruchten Platten
	Injektion bzw. Auffüllung von Rissen und Hohlräumen
Änderung des Tragsystems	
	Umordnung der Verkehrslasten
	Einbau zusätzlicher Spannglieder (externe Vorspannung)
	Aufbeton zur besseren Lastverteilung bei überbeanspruchten Stegen
	Einbau zusätzlicher Stege
	Änderung der Festhaltung
	Änderung des Stützenrasters
	Verbindung getrennter Überbauten
Sonderfall	
	Trennung der verbundenen Überbauten

Tab. 26: Übersicht über Verstärkungsmaßnahmen (HEGGER et al. 2010)

3.9 Konstruktionsteile und Brückenausstattung

Für viele Konstruktionsteile von Brücken, wie Lager, Übergangskonstruktionen, Entwässerungseinrichtungen, Schutzeinrichtungen usw. ist es schwer, sinnvolle physikalische, chemische oder mechanische Modelle zur Modellierung von Schäden, in der Literatur zu finden. Dies liegt in den vielen verschiedenen Ausführungsvarianten und in der Tatsache, dass planmäßig mit Verschleiß dieser Bauteile gerechnet wird, begründet. Allerdings ist durch die Vielzahl der verbauten und in der Vergangenheit geprüften und dokumentierten Konstruktionsteile, ein immenser Datenbestand vorhanden, der Aussagen zu den Degradationen dieser Bauteile erlaubt.

Zum Beispiel werden zur Ermittlung der Schadensentwicklung von Konstruktionsteile und Brücken-

ckenausstattung diese in (NOVAK et al. 2003) und (POMMERENING et al. 2008a) als Verschleißbauteile betrachtet. Hierbei wird auf der Einwirkungsseite über die Nutzungsdauer des Bauteils die Entwicklung der Zustandsnote prognostiziert. Auf Seite der Widerstände wird die kritische Zustandsnote 3,5 genannt, ab der die Bauteilgruppe einen ungenügenden Zustand aufweist.

In (NOVAK et al. 2003) werden für die Zustandsentwicklung von Verschleißteilen verschiedene Ansätze gezeigt, wobei das vereinfachte exponentielle Schädigungsmodell den realen Schädigungsverlauf am besten abbildet.

$$S_{th} = e^{\left(\frac{t}{k}\right)^p} \quad (3.33)$$

mit

S_{th} Theoretische Zustandsnote des Verschleißteils [-]

t Alter des Verschleißteils [a]

k, p Funktionsparameter

Die für die Berechnung der theoretischen Zustandsnote notwendigen Funktionsparameter k und p sind in (NOVAK et al. 2003) als Mittelwerte gegeben, wodurch lediglich die Ermittlung einer mittleren Zustandsnote möglich ist. Dadurch ist eine stochastische Betrachtung und die Berechnung der Wahrscheinlichkeit, mit der das Bauteil eine Zustandsnote erreicht, nicht möglich. Für diese Herangehensweise müsste die statistische Streuung der Zustandsnotenentwicklung durch eine Verbreiterung der Datenbasis ins Modell eingefügt werden. Zudem basiert dieses Modell auf den Erfahrungen mit sehr vielen Bauteilen, wodurch eine Modellierung der Schädigung eines konkreten Bauteils nicht mit ausreichender Genauigkeit durchgeführt werden kann.

Einen ähnlichen Ansatz verfolgt (WICKE et al. 2001). Um die Kosten für den künftigen Funktionserhalt der Brücken an österreichischen Bundesfernstraßen zu ermitteln, wurden auf der Grundlage von Befragungen, für die Tragstruktur und Ausbauelemente „Abgangsfunktionen“ ermittelt (siehe Bild 50). Mit Hilfe dieser Abgangsfunktionen ist es möglich, die Wahrscheinlichkeit eines Ausfalls des betrachteten Bauteils, in Abhängigkeit der Zeit zu berechnen.

Allerdings ist dieses Vorgehen, analog zur Prognose der Zustandszahl, für Kostenermittlungen auf Netzebene konzipiert. Nach Meinung der Verfasser lassen sich damit nur ungenügende Aussagen

über die Degradation konkreter Konstruktionsteile machen. Des Weiteren wird in diesen Überlegungen keine Unterscheidung bezüglich des Einflusses auf Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit gemacht.

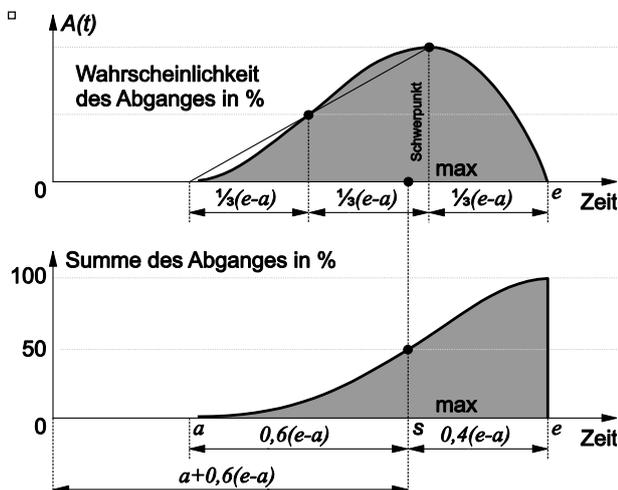


Bild 50: Abgangsfunktion und Summe des Abgangs für Konstruktionsteile (nach WICKE et al. 2001)

Um notwendige Unterscheidungen bei der Beurteilung von Konstruktionsteilen zu entwickeln, werden exemplarisch an Brückenlagern zuerst die maßgebenden Schädigungen ermittelt. So schlägt (ZILCH, WEIHER 2007) für Lager vor, die Schäden in folgende Schadensarten einzuteilen:

- vollständiger Lagerausfall,
- Funktion beeinträchtigt/Komponenten beschädigt,
- Risse/Schäden im Gummi,
- unsachgemäße Montage,
- Schutzhülle beschädigt,
- Rostbildung.

Die Schadensart „vollständiger Lagerausfall“ nimmt hierbei eine Sonderstellung ein, da bei diesem Schaden das Lager umgehend ausgetauscht werden muss und somit keine Degradation möglich ist. Auch bei den Schadensarten „unsachgemäße Montage“ und „Schutzhülle beschädigt“ ist keine Schadensdegradation möglich, da sich dieser Zustand bis zum Austausch des Lagers bzw. der Schutzhülle nicht ändern wird. Die Schadensart „Rostbildung“ kann auf die Schädigungsmodelle für Korrosion und Verschleiß des Korrosionsschutzes zurückgeführt werden. Somit bleiben für Lager die Schadensarten „Funktion beeinträchtigt“ und „Risse/Schäden im Gummi“ übrig, welche unter anderem auf Belastungen aus planmäßigen

Brückenlasten, aber unter Umständen auch auf unplanmäßigen Belastungen aus Stützensenkungen infolge Setzungen, zurückzuführen sind. Die Entwicklung der Schadensart „Funktion beeinträchtigt“ kann mittels Verschleißmodellen berücksichtigt werden, wohingegen „Risse/Schäden im Gummi“ auf Alterung zurückzuführen ist. Um planmäßige Belastungen, bzw. planmäßigen Verschleiß von Brückenlagern abzubilden, würde es sich anbieten die Lagerbewegungen infolge Temperaturbelastung den ertragbaren Lagerwegen, welche bei Zulassungsprüfungen erreicht werden müssen, gegenüberzustellen. In (MAURER, ARNOLD 2005) ist die Lagerverschiebung in Abhängigkeit von der mittleren Bauteiltemperatur gegeben. Damit ließe sich eine Lagerbewegung pro Jahr in Abhängigkeit von der Temperatur und der Brückenlänge ermitteln. Allerdings ist dieses Vorgehen, mit Schädigungsprognosen auf Grundlage mehrerer Schädigungsmodellierungen, mit hohem Modellierungsaufwand verbunden, dem die Vorteile infolge genauerer Erkenntnisse, zumindest bei der Bauwerksprüfung, nicht in Relation stehen.

Eine pragmatischere und für die Betrachtung von Konstruktionsteilen sinnvollere Vorgehensweise ist, sämtliche Schäden nur bezüglich ihrer Auswirkung auf die Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit zu betrachten. Dies widerspricht zwar dem für dieses Forschungsprojekt gewählten Grundsatz, Schäden stets durch die Schadensursache und nicht durch die Schadensauswirkung zu definieren, erscheint aber in diesem Fall gerechtfertigt. Konstruktions- bzw. Verschleißteile stellen in der Regel kompakte Prüfeinheiten dar, und werden bei einer Bauwerksprüfung ohnehin komplett geprüft.

Für das Beispiel der Brückenlager ist demnach in Dauerhaftigkeitsschäden und Standsicherheitsschäden zu unterscheiden. Aus den beiden letzten Bauwerksprüfungen sind jeweils die schlechtesten Schadensbewertungen zu wählen um mithilfe Markovscher Ketten (siehe Kapitel 2.3) die Wahrscheinlichkeiten zu ermitteln, mit denen die Schadensbewertungen das nächste Schädigungsniveau erreichen.

Inwiefern dieses Vorgehen für sämtliche Konstruktionsteile und Brückenausstattung zielführend ist, muss durch weiterführende Überlegungen, für alle diese Bauteile, begründet werden. Auch um Aussagen über die genaue Modellierung, mögliche Interaktionen, Untersuchungsmethoden und Instandsetzungsmöglichkeiten machen zu können, sind detaillierte Einzelbetrachtungen der jeweiligen Konstruktionsteile nötig.

4 Zusammenfassung und Ausblick

Mit dem Modell zur zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung ist es möglich, den Prüfumfang jeder Bauwerksprüfung auf Basis wissenschaftlich basierter Risikobetrachtungen auf Schadensebene festzulegen. Die Bauwerksprüfung sollte, im Gegensatz zu einem Bauwerksprüfsystem, bei welchem mit festgelegtem Prüfumfang in festen Zeitintervallen unabhängig vom tatsächlichen bzw. zu erwartenden Bauwerkszustand geprüft wird, nur bei Vorliegen einer entsprechenden Schädigungswahrscheinlichkeit durchgeführt werden. Die möglichen Schäden sollten ihrer Ursachen nach definiert und modelliert und anhand der Schadensauswirkungen auf ihr Vorhandensein kontrolliert werden.

Hierzu wird das betrachtete Bauwerk mithilfe mehrerer Untergliederungsebenen bis zu den möglichen auftretenden Schäden aufgegliedert. Für diese Schäden werden auf Grundlage mechanischer oder physikalischer/chemischer Überlegungen Schädigungsmodelle definiert und für alle Schäden verschiedene Schädigungsniveaus, bezogen auf die Auswirkungen auf die Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit, festgelegt. Durch eine Darstellung der Schäden mittels empirischer oder probabilistischer Modelle, lässt sich die Wahrscheinlichkeit, dass ein Schaden ein bestimmtes Schädigungsniveau erreicht, errechnen.

Wenn die Wahrscheinlichkeit, dass ein Schaden ein bestimmtes Schädigungsniveau erreicht hat, eine zugehörige Grenzwahrscheinlichkeit erreicht, ist eine Bauwerksprüfung zur Bestätigung dieses Schadensniveaus durchzuführen. Es wird eine Systematik vorgeschlagen, die für jedes Schädigungsniveau, die Ermittlung der Grenzwahrscheinlichkeit ermöglicht. Im Falle einer Schädigung welche die Dauerhaftigkeit beeinflusst, wird eine kostenoptimale Grenzwahrscheinlichkeit für das entsprechende Dauerhaftigkeitsniveau ermittelt. Im Falle einer Standsicherheits- bzw. Verkehrssicherheitsbeeinflussung leitet sich die Grenzwahrscheinlichkeit von einer akzeptablen Versagenswahrscheinlichkeit des Gesamtsystems her. In diesem Fall ist, sobald ein Schädigungsniveau die zugehörige Grenzwahrscheinlichkeit erreicht, zu prüfen. Im Falle dauerhaftigkeitsbeeinflussender Schäden sind die unterschiedlichen Schädigungsniveaus je nach Erhaltungskonzept zu prüfen. Durch Einführung fester Prüfintervalle, ergibt sich der jeweilige Prüfumfang durch die Schädigungen, welche im nächsten Zeitintervall ihre Grenzwahrscheinlichkeit erreichen.

Durch die Berücksichtigung kumulativer Interaktionen (zwei oder mehr Schäden, welche die gleiche Schadensauswirkung haben) und direkter Interaktionen (ein Schaden beeinflusst den Schädigungsfortschritt eines anderen Schadens) kann die Wechselwirkung der Schäden in der Festlegung des Prüfumfanges berücksichtigt werden.

Durch die Bauwerksprüfung kann der tatsächliche Bauwerkszustand festgestellt und die Schädigungsprognose durch Einbezug dieser Erkenntnisse in die Schädigungsmodelle, angepasst werden.

Im Zuge dieses Forschungsprojekts wurden für Brückenüberbauten, welche in Massivbauweise ausgeführt wurden, die maßgebenden Schädigungen definiert. Für diese Schäden wurde eine umfangreiche Literaturrecherche durchgeführt und Modelle zur Modellierung des Schädigungsfortschritts vorgeschlagen. Des Weiteren wurden Schädigungsniveaus für diese Schäden festgelegt, sowie Aussagen zu deren Interaktionen mit anderen Schäden, Inspektion und Instandsetzung gemacht.

Durch das vorgeschlagene Modell ist es möglich, beim Umfang der Bauwerksprüfung den tatsächlichen und den prognostizierten Bauwerkszustand zu berücksichtigen. Es ist möglich sowohl systematische Mängel (SpRK, Koppelfugen, usw.) als auch Mängel, die nur das betrachtete Bauwerk betreffen und Unterschieden in Ausführungsqualität und Expositionen zu Grunde liegen, zu berücksichtigen. Die für die Bauwerksprüfung bereitstehenden Mittel lassen sich effizienter einsetzen. Darüber hinaus bietet dieses Vorgehen auch einen Zugewinn an Sicherheit, da „Schwachpunkte“ eines Bauwerks erkannt werden und anhand des prognostizierten Schädigungsverlaufs mit angepasster Häufigkeit geprüft werden.

Allerdings besteht noch weiterer Forschungsbedarf, um den Umfang der Bauwerksprüfung mittels zuverlässigkeitsbasierter Überlegungen festzulegen. So sind einige Schädigungen und deren Modellierung zwar bereits intensiv erforscht worden, allerdings ist der Einsatz für die Praxis noch weiter zu untersuchen und zu verifizieren. Für andere Schädigungen wurden im Rahmen dieser Arbeit lediglich Vorschläge zu einer Modellierung des Schädigungsfortschritts gemacht. Diese Vorschläge bedürfen noch weiterer intensiver Überlegungen, um in der Praxis angewandt zu werden. Die Interaktion zwischen den Schäden müssen beschrieben und quantifiziert werden, wobei ein Vorgehen basierend auf Expertenbefragung am zweckmäßigsten erscheint, da hierzu kaum wissenschaftliche Modelle bestehen. Auch bei der Ermittlung der Grenzwahrscheinlichkeiten ist noch

Forschungsbedarf vorhanden. So sind für eine Festlegung von numerischen Werten noch eine Anzahl Berechnungen konkreter Bauwerke notwendig, nach dem in diesem Bericht vorgeschlagenen prinzipiellen Verfahren. Dabei ist eine realistische Ermittlung von Kosten und Konsequenzen im Falle von Schädigungen von Nöten. Anspruchsvoll ist insbesondere die Ermittlung der Auswirkungen einzelner Schäden und Schadensniveaus auf die Instandhaltungskosten und, wo relevant, auf die Gesamtsicherheit der Bauwerke. Die Zusammenfassung der Einzelschadensprüfungen, bzw. die Optimierung der einzelnen Prüftermine sollte ebenso Gegenstand weiterer Forschungen sein, als wie die Ermittlung des Prüfintervalls Δt , in dem diese Prüfungen zusammengefasst werden.

Weitere Überlegungen sind zu Schäden, bzw. Mängeln, die bis dato nicht bekannt sind (systematisch, aufgrund unzureichender Bemessungsvorschriften, oder auf das jeweilige Bauwerk bezogen), zu machen. So können Schäden, deren Ursachen bzw. deren Vorhandensein nicht bekannt sind, nicht modelliert und folglich nicht geprüft werden. Es ist zu klären, ob sich vor allem im Bezug auf das derzeitige Bauwerksprüfungssystem Risiken und Sicherheitsdefizite durch den Verzicht auf vollumfängliche Bauwerksprüfungen (Hauptprüfung) ergeben können. Allerdings liegt die Vermutung nahe, dass durch die Prüfung bekannter und somit in der Modellierung berücksichtigter Schäden, die Wahrscheinlichkeit der Entdeckung eines versteckten Mangels eine ähnliche Größenordnung aufweist, wie beim derzeitigen Vorgehen. Ein weiterer Punkt welcher der Klärung bedarf, ist die Berücksichtigung unplanmäßiger Verkehrsbelastungen. Der allgemeine Anstieg der ständigen Verkehrseinwirkungen kann durch die Überlegungen zur Ermüdung berücksichtigt werden. Den Einfluss einzelner extremer Verkehrslasten (seltenen Einwirkungskombination), können mit dem vorgestellten System nicht berücksichtigt werden.

5 Literatur

- ADEY, B. T.; KLATTER, L.; KONG, J. S. (2010): Overview of existing bridge management systems. Herausgegeben von The IABMAS Bridge Management Committee. IABMAS
- AKGÜL, F.; FRANGOPOL, D. M. (2004): Lifetime Performance Analysis of Existing Prestressed Concrete Bridge Superstructures. In: Journal of structural Engineering, Jg. 130, H. 12, S. 1889-1903
- AKGÜL, F.; FRANGOPOL, D. M. (2005a): Lifetime Performance Analysis of Existing Reinforced Concrete Bridges. I: Theory. In: Journal of structural Engineering, Jg. 131, H. 11, S. 122-128
- AKGÜL, F.; FRANGOPOL, D. M. (2005b): Lifetime Performance Analysis of Existing Reinforced Concrete Bridges. II: Application. In: Journal of structural Engineering, Jg. 131, H. 11, S. 129-141
- ALMUSALLAM, A.; AL-GAHTANI, A.; AZIZ, A.; RASHEEDUZZAFAR (1996): Effect of reinforcement corrosion on bond strength. In: Construction and Building Materials, Jg. 10, H. 2, S. 123-129
- ASB-ING (2008-03): Anweisung Straßeninformationsbank Teilsystem Bauwerksdaten. Herausgegeben vom Bundesministerium für Verkehr Bau- und Stadtentwicklung
- ASTRA – Bundesamt für Strassen (Hrsg.) (2005): Richtlinie – Überwachung und Unterhaltung der Kunstbauten der Nationalstrassen. Bern
- BERGMEISTER, K. (2003): Monitoring and safety evaluation of existing concrete structures. fib-State-of-art report. Lausanne. (fib-Bulletin, 22)
- BERGMEISTER, K.; SANTA, U. (2004): Brückeninspektion und Überwachung. In: BERGMEISTER, K.; WÖRNER, J. F. (Hrsg.): Beton-Kalender 2004. Teil 1. Berlin: Ernst & Sohn, S. 407-481
- BERGMEISTER, K.; STRAUSS, A.; WENDER R; HOFFMANN, S. (2009): System und Schadensidentifikation von Betontragstrukturen. In: BERGMEISTER, K.; FINGERLOOS, F.; WÖRNER, J. F. (Hrsg.): Beton-Kalender 2009. Teil 2. Berlin: Ernst & Sohn, S. 55-134
- BÖDEKER, W. (2003): Alkaliereaktion im Bauwerksbeton – Ein Erfahrungsbericht. Herausgegeben von Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Berlin. (Heft 539)
- BRAMESHUBER, W.; SCHMIDT, H.; SCHRÖDER, P.; FINGERLOOS, F. (2004): Messung der Betondeckung – Auswertung und

- Abnahme. In: Beton- und Stahlbeton, Jg. 99, H. 3, S. 169-175
- BRAML, T.; FISCHER, A.; KEUSER, M.; SCHNELL, J. (2009): Beurteilung der Zuverlässigkeit von Bestandstragwerken hinsichtlich einer Querkraftbeanspruchung. In: Beton- und Stahlbeton, Jg. 104, H. 12, S. 798-812
- BRAML, T.; KEUSER, M. (2009): Beurteilung der Tragfähigkeit von geschädigten Stahlbetonbrücken auf der Grundlage der Ergebnisse einer Bauwerksprüfung. In: Beton- und Stahlbeton, Jg. 104, H. 5, S. 256-266
- BREIT, W. (2001): Kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt – Sachstand und neuere Untersuchungen. In: THIELEN, G. (Hrsg.): Beton-technische Berichte; Concrete Technology Reports: VBT Verlag Bau u. Technik, S. 145-168
- BREIT, W. (2008): Korrosion von Stahl in Beton. Mechanismen und Einflussparameter. In: cbm – Centrum Baustoffe und Materialprüfung der TU München (Hrsg.): 8. Münchener Baustoffseminar. Abschiedskolloquium für Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Peter SCHIEßL. Dauerhaftigkeit von Betonkonstruktionen – Von den Mechanismen zum Lebensdauermanagement
- BROOMFIELD, J. P. (2003): Corrosion of Steel in Concrete. Understanding investigation and repair: Taylor & Francis
- BUBA, R. (2005): Zur stochastischen Zuverlässigkeit bestehender Spannbetonbrücken gegen Ermüdung. Dissertation. München. Technische Universität München, Institut für Baustoffe und Konstruktion
- BAM – Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (2007): ZfPBau – Kompendium 2004. Verfahren der Zerstörungsfreien Prüfung im Bauwesen. Herausgegeben von Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung. Online verfügbar unter www.bam.de, zuletzt geprüft am 20.07.2010
- BASt – Bundesanstalt für Straßenwesen (Hrsg.) (1988): Schutzwirkung des Brückenbetons gegen Bewehrungskorrosion, insbesondere bei Tausalzeinwirkung. Bergisch Gladbach. (Sachstandsbericht der Projektgruppe der Bundesanstalt für Straßenwesen)
- BASt – Bundesanstalt für Straßenwesen (1998): Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonüberbauten
- BASt – Bundesanstalt für Straßenwesen (2003-01): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten. ZTV-ING, vom 2003-01
- BASt – Bundesanstalt für Straßenwesen (2007-12): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten, Teil 3 – Massivbau, Abschnitt 4 – Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen. ZTV-ING, vom 12/07
- BASt – Bundesanstalt für Straßenwesen (Hrsg.) (2009): Bauwerk-Management-System (BMS). Online verfügbar unter www.bast.de, zuletzt geprüft am 06.10.2009
- BASt – Bundesanstalt für Straßenwesen (Hrsg.): Bauwerkserhaltung. Bauwerksprüfung, Erhaltungsplanung, Ausführung. Infolyer zum Bauwerk-Management-System. Online verfügbar unter www.bast.de, zuletzt geprüft am 14.10.2010
- BMV – Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau (1980): Zusätzliche Technische Vorschriften für Kunstbauten. ZTV-K 80, vom 1980
- BMV – Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau (Hrsg.) (1997): Bauwerksprüfung nach DIN 1076. Bedeutung, Organisation, Kosten. Dokumentation 1997. Dortmund
- BMVBS – Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.) (2009): Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden
- BMV/DB – Bundesministerium für Verkehr/Hauptverwaltung der Deutschen Bahn (Hrsg.) (1966): BMV-Richtlinie: Zusätzliche Bestimmungen zu DIN 4227 für Brücken aus Spannbeton. Bonn
- FStrG – Bundesfernstraßengesetz., vom 28.06.2007. In: BGBl. I, S. 1206
- BUSCHMEYER, W.; RODER, C.; GUSIA, P. (2009): Erfahrung bei der Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonbrücken. In: Bautechnik, Jg. 86, H. 3, S. 133-141
- CEB – Comité Euro-International du Béton (Hrsg.) (1989): Durable Concrete Structures. Second Edition. (CEB Design Guide, 182)
- DGZfP – Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung e. V. (Hrsg.) (1990): Merkblatt für Bewehrungsnachweis und Überdeckungsmessung bei Stahl- und Spannbeton. DGZfP. Berlin. (DGZfP-Merkblatt, B2)
- DAfStB – Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hrsg.) (1991): Prüfung von Beton – Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048. (Heft 422)

- DAfStB – Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hrsg.) (2001): DAfStb-Richtlinie – Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen (Instandsetzungsrichtlinie). Berlin
- DAfStB – Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (2003): Empfehlung für die Schadensdiagnose und die Instandsetzung. Betonbauwerke, die infolge einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion geschädigt sind. In: Beton, H. 9, S. 438-443
- DAfStB – Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hrsg.) (2007): Schlussberichte zur ersten Phase des DAfStb/BMBF-Verbundforschungsvorhabens „Nachhaltig Bauen mit Beton“. Berlin: Beuth Verlag (Heft 572)
- DAfStB – Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hrsg.) (2007-02): DAfStb-Richtlinie – Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkali-Reaktionen im Beton (Alkali-Richtlinie). Berlin
- DBV – Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e. V. (Hrsg.) (2002): Betondeckung und Bewehrung. (DBV-Merkblatt)
- DIN 4227 – Teil 1, 1979-12: Spannbeton – Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung
- DIN 25424, 1981-09: Fehlerbaumanalyse – Methoden und Bildzeichen
- DIN 25419, 1985-11: Ereignisablaufanalyse – Verfahren, graphische Symbole und Auswertung
- DIN 1076, 1999-11: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung
- EN 206-1, 2001-07: Beton – Teil1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität
- DIER, F. (2008): Verschleiß der PE-HD Hüllen bei der Umlenkung von Monolitzen. Masterarbeit. München. Technische Universität München, Institut für Baustoffe und Konstruktion
- DIN 1055-100, 2001-03: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln
- DIN 1045-1, 2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion
- 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
- DIN-FB 101, 2009-03: DIN-Fachbericht 101 – Einwirkungen auf Brücken
- DIN-FB 102, 2009-03: DIN-Fachbericht 102 – Betonbrücken
- DIBt – Deutsches Institut für Bautechnik (1986): Grundlagen zur Beurteilung von Baustoffen, Bauteilen und Bauarten im Prüfzeichen- und Zulassungsverfahren. Herausgegeben von Deutsches Institut für Bautechnik. Berlin
- DITLEVSEN, O. (1981): Uncertainty modeling. With applications to multidimensional civil engineering systems. New York: McGraw-Hill
- DORNER, H. (1989): Bestimmung des Chloridgehaltes von Beton durch Direktpotentiometrie. Herausgegeben von Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Berlin. (Heft 401)
- DORNER, H.; KLEINER, G. (1989): Schnellbestimmung des Chloridgehaltes von Beton. Herausgegeben von Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Berlin. (401)
- DURACRETE – The European Union – Brite EuRam III (Hrsg.) (1998): DuraCrete – Modelling of Degradation. DuraCrete – Probabilistic Performance based Durability Design on Concrete Structures. Contract BRPR-DT95-0132, Project BE95-1347, Document BE95-1347/R4-5
- DURACRETE – The European Union – Brite EuRam III (Hrsg.) (2000): DuraCrete – Final Technical Report. DuraCrete – Probabilistic Performance based Durability Design of Concrete Structures. Contract BRPR-CT95-0132, Project BE95-1347, Document BE95-1347/R17
- EMPELMANN, M.; HEUMANN, G. (2008): Entwicklung eines prädiktiven Lebensdauermanagementsystems für Stahlbetonbauwerke. Online verfügbar unter www.ibmb.tu-braunschweig.de, zuletzt geprüft am 19.08.2010
- EMPELMANN, M.; HEUMANN, G. (2009): Qualitätsmerkmale lebensdauerorientierter Brückenbauwerke. In: Bauingenieur, H. 84, S. 438-446
- FABER, M. H.; SØRENSEN, J. D.; TYCHSEN, J.; STRAUB, D. (2005): Field Implementation of RBI for Jacket Structures, Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering, Trans. ASME, 127(3), 220-226
- FEHLMANN, P.; VOGEL, T. (2009): Versuche zur Ermüdungsfestigkeit alter Betonstähle. In: Bautechnik, Jg. 104, H. 7, S. 416-423
- FIB – International Federation for Structural Concrete. (Hrsg.) (2000): Bond of reinforcement in concrete. State-of-art report prepared by Task Group „Bond Models“. (fib bulletin, 10)

- FIB – International Federation for Structural Concrete. (Hrsg.) (2006): Model code for service life design. (fib bulletin, 34)
- FIB – International Federation for Structural Concrete. (Hrsg.) (2010): Model Code 2010. Volume 2. (fib bulletin, 56)
- FINGERLOOS, F. (2008): Bauen im Bestand – Zuordnung historischer Betonfestigkeiten. In: Beton- und Stahlbeton, Jg. 103, H. 4, S. 214-220
- FISCHER, L. (2003): Charakteristische Werte – ihre Bedeutung und Berechnung. Diskussion einiger aktueller Sachverhalte zur neuen Normengeneration. In: Bauingenieur, Jg. 78, H. 4, S. 179-186
- FITIK, B.; NIEDERMEIER, R.; ZILCH, K. (2010): Fatigue behaviour of ultra-high performance concrete under cyclic stress reversal loading. In: 3rd fib International Congress – 2010. Washington
- GEHLEN, C. (2000): Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken. Zuverlässigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion. Herausgegeben von Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Berlin. (Heft 510)
- GEHLEN, C.; KESSLER, S.; MENZEL, K. (2010): Potenzialfelder – Analyse und Auswertung. In: Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung e. V. (Hrsg.): Fachtagung Bauwerksdiagnose. Praktische Anwendungen zerstörungsfreier Prüfungen und Zukunftsaufgaben ; 18. – 19. Februar 2010, Berlin. Berlin: DGZfP (DGZfP-Berichtsband BB, 121-CD)
- GEHLEN, C.; SODEIKAT, C. (2003): Gerissener Stahlbeton: Wie korrosionsgefährdet ist die Bewehrung. In: Materials and Corrosion, Jg. 54, H. 6, S. 424-429
- GÖRTZ, S. (2004): Zum Schubrisssverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton. Dissertation. Aachen. Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, Fakultät für Bauingenieurwesen
- HAARDT, P. (1999a): Algorithmen zur Zustandsbewertung von Ingenieurbauwerken. Bremerhaven: Wirtschaftsverl. NW (Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau, H. 22)
- HAARDT, P. (1999b): Konzeption eines Managementsystems zur Erhaltung von Brücken- und Ingenieurbauwerken. Bremerhaven: Wirtschaftsverl. NW (Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau, H. 25)
- HAARDT, P. (2002): Entwicklung eines Bauwerks-Management-Systems für das deutsche Fernstraßennetz. Stufe 1 und 2. Schlussbericht zum AP-Projekt 99 245. Bundesanstalt für Straßenwesen (Hrsg.)
- HAARDT, P. (2010): Vom schadensbasierten zum zuverlässigkeitsorientierten Erhaltungsmanagement für Brückenbauwerke der Bundesfernstraßen. In: PEIL, U. (Hrsg.): Sicherstellung der Nutzungsfähigkeit von Bauwerken mit Hilfe innovativer Bauwerksüberwachung. Abschluss-Symposium 2010 – Sonderforschungsbereich 477, S. 11-16
- HAARDT, P.; GEHRLICHER, K.; PREHN, W. (2004): Bauwerks-Management-System (BMS). Werkzeug zur Substanzerhaltung für Verkehrsbauwerke. In: Bautechnik, H. 10, S. 794-798
- HAJDIN, R. (4.11.2009): KUBA 4.0. Fachapplikation Kunstbauten und Tunnel KUBA 4 und KUBA 5. Veranstaltung vom 4.11.2009, aus der Reihe „Infotagung“. Bern
- HEGGER, J.; GÖRTZ, S. (2006): Querkraftmodell für Bauteile aus Normalbeton und Hochleistungsbeton. In: Beton- und Stahlbeton, Jg. 101, H. 9, S. 695-705
- HEGGER, J.; KARAKAS, A.; PELKE, E.; SCHÖLCH, U. (2009): Zur Querkraftgefährdung bestehender Spannbetonbrücken. Teil 1: Grundlagen. In: Beton- und Stahlbeton, Jg. 104, H. 11, S. 737-746
- HEGGER, J.; KARAKAS, A.; PELKE, E.; SCHÖLCH, U. (2010): Zur Querkraftgefährdung bestehender Spannbetonbrücken. Teil 2: Empfehlungen zur Vorgehensweise bei Sichtung und Überprüfung. In: Beton- und Stahlbeton, Jg. 105, H. 6, S. 390-398
- HELLEVIK, S. G.; LANGEN, I.; SØRENSEN, J. D. (1999): Cost optimal reliability based inspection and replacement planning of piping subjected to CO2 corrosion, *International Journal of Pressure Vessels and Piping*, 76(8), 527-538
- HERGENRÖDER, M. (1992): Zur statistischen Instandhaltungsplanung für bestehende Betonbauwerke bei Karbonatisierung des Betons und möglicher Korrosion der Bewehrung. Dissertation. München. Technische Universität München, Institut für Bauingenieurwesen III
- HILLEMEIER, B.; STENNER, R.; FLOHRER, C.; POLSTER, H.; BUCHENAU, G. (1999): Instandsetzung und Erhaltung von Betonbauwerken. In: EIBL, J. (Hrsg.): Beton-Kalender 1999. Teil 2. Berlin: Ernst & Sohn, S. 595-720

- HOHBERG, R. (2004): Zum Ermüdungsverhalten von Beton. Dissertation. Berlin. Technische Universität Berlin, Fakultät VI – Bauingenieurwesen u. Angewandte Geowissenschaften
- HOLST, R. (2005): Entwicklung eines Bauwerks-Management-Systems für das deutsche Fernstraßennetz. Stufe 3. Schlussbericht zum AP-Projekt 02 244/B4. Bundesanstalt für Straßenwesen (Hrsg.)
- HOSSER, D.; KLINZMANN, C.; SCHNETGÖKE, R.; ALBRECHT, C.; RICHTER, E. (2009): Methoden zur risiko- und schwachstellenorientierten Bewertung und Optimierung von Bauwerksüberwachungsmaßnahmen. Teilprojekt A1 – Sonderforschungsbereich 477. Technische Universität Braunschweig
- HOWKINGS, N.; SHAH, S. T. (1982): American Concrete Institute Considerations for Fatigue. IVBH-Colloquium Lausanne 1982: Ermüdungsverhalten von Stahl- und Betonbauten. Zürich. (IVBH Report, 37)
- HUNKELER, F.; MÜHLAN, M.; UNGRICHT, H. (2006): Risiko von Betonabplatzungen infolge Bewehrungskorrosion. Herausgegeben von Bundesamt für Strassen – Eidgenössisches Department für Umwelt. Online verfügbar unter <http://www.tfb.ch>, zuletzt geprüft am 19.01.2010
- ISAACSON, D. L.; MADSEN, R. W. (1976): Markov chains. Theory and applications. New York: Wiley
- IVÁNYI, G.; BUSCHMEYER, W. (2002): Risse in Spannbetonüberbauten. Erfassung, Bewertung. In: Bautechnik, Jg. 79, H. 5, S. 297-305
- JEANNERET, A.; HAJDIN, R. (2008): Kunstbauten und Tunnel. In: MISTRA News, H. Heft 6, S. 17-18
- JOHNSON, N. L.; KOTZ, S. (1976): Distributions in statistics. continuous multivariate distributions. New York: Wiley
- JCSS – Joint Committee on Structural Safety (2001): Probabilistic Model Code. 12th draft. Online verfügbar unter <http://jcsc.ethz.ch>, zuletzt geprüft am 15.01.2010
- KASCHNER, R. (2009): Auswirkungen des Schwerlastverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen. Teile 1-4. Bundesanstalt für Straßenwesen. Bremerhaven. (Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen – Brücken- und Ingenieurbau (B))
- KESSLER-KRAMER, C. (2002): Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung. Dissertation. Karlsruhe. Universität Fridericiana zu Karlsruhe, Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen
- KLAUSEN, D. (1978): Festigkeit und Schädigung von Beton bei häufig wiederholter Beanspruchung. Dissertation. Darmstadt. Technische Hochschule Darmstadt
- KLINZMANN, C. (2008): Methodik zur computer-gestützten, probabilistischen Bauwerksbewertung unter Einbeziehung von Bauwerksmonitoring. Dissertation. Braunschweig. Technische Universität Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz. Online verfügbar unter <http://rzbl04.biblio.etc.tu-bs.de>, zuletzt geprüft am 26.08.2010
- KLUTH, M.; BORRMANN, A.; MAYER, T. (2007): 3D-Modell-basiertes Lebensdauermanagement von Brücken. In: MERKEL, A.; SCHÜTZ, R.; WIEßFLECKER, T.; MERKEL, ADRIAN P. (Hrsg.): Forum Bauinformatik 2007. Junge Wissenschaftler forschen. 1. Aufl. Graz: Verl. der Techn. Univ.
- KONG, J. S.; FRANGOPOL, D. M. (2003): Life-Cycle Reliability-Based Maintenance Cost Optimization of Deteriorating Structures with Emphasis on Bridges. In: Journal of structural Engineering, Jg. 129, H. 6, S. 818-828
- KÖNIG, G.; DANIELEWICZ, I. (1994): Ermüdungsfestigkeit von Stahlbetonbauteilen mit Erläuterung zu den Nachweisen gemäß CEB-FIP Model Code 1990. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Berlin. (Heft 439)
- KÖNIG, G.; GERHARDT, H. C. (1986): Beurteilung der Betriebsfestigkeit von Spannbetonbrücken im Koppelfugenbereich unter besonderer Berücksichtigung einer möglichen Rissbildung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Berlin. (Heft 370)
- KÖNIG, G.; MAURER, R.; ZICHNER, T. (1986): Spannbeton: Bewehrung im Brückenbau. Analyse von Bauwerksdaten, Schäden und Erhaltungskosten. Berlin: Springer (BMFT – Risiko- und Sicherheitsforschung)
- LENTZ, A. (2001): Potenzialmessungen zur Unterhaltsplanung bei Stahlbetontragwerken. Diplomarbeit. Zürich. ETH, Institut für Baustatik und Konstruktion, Fachbereich Risiko und Sicherheit
- LENTZ, A.; JOHNSON, T. H.; FABER, M. H. (2002): Half – Cell Potenzial Measurements for Condition Assessment. In: 1st International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management
- LINGEMANN, J. (eingereicht 2009): Zum Ankündungsverhalten von älteren Brückenbauwerken bei Spannstahlausfällen infolge von Spannungsrissskorrosion. Dissertation. München.

- Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau
- LOTSBERG, I.; SIGURDSSON, G.; WOLD, P. T. (2000): Probabilistic Inspection Planning of the Asgard A FPSO Hull Structure With Respect to Fatigue, *Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering*, Trans. ASME, 122(2), 134-140
- LOWKE, D.; BRANDES, C. (2008): Prognose der Schädigungsentwicklung von Beton bei einem Frost-Tausalz-Angriff. In: *cbm – Centrum Baustoffe und Materialprüfung der TU München* (Hrsg.): 8. Münchener Baustoffseminar. Abschiedskolloquium für Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Peter SCHIESSL. Dauerhaftigkeit von Betonkonstruktionen – Von den Mechanismen zum Lebensdauermanagement
- MADSEN, H. O.; SØRENSEN, J. D.; OLESEN, R. (1989): Optimal Inspection Planning for Fatigue Damage of Offshore Structures, in *Proc. ICOSSAR 89*
- MALIOKA, V. (2008): Condition Indicators for the Assessment of Local and Spatial Deterioration of Concrete Structures. Dissertation. Zürich. ETH, Institute of Structural Engineering
- MARKESSET, G.; MYRDAL, R. (2008): Modelling of reinforcement corrosion in concrete – State of the art. COIN Project report no 7. SINTEF Building and Infrastructure. Online verfügbar unter <http://www.sintef.no>, zuletzt geprüft am 11.02.2010
- MAURER, R.; ARNOLD, A. (2005): Spannbetonbrücke aus Hochleistungs Beton – Erfahrung aus Planung, Bau und Monitoring. In: NIEDERMEIER, R. (Hrsg.): *Massivbau in ganzer Breite*. Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Konrad Zilch. Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag Berlin Heidelberg, S. 19-35
- MEHLHORN, G.; DIETRICH, R. (1983): Nichtlineare Spannungsverteilung in Koppelfugen aus Eintragung der Vorspannung – Berechnung, Tabellen, Beispiele. Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen. Bonn. (Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, 379)
- MELCHERS, R. E.; LI, C. Q.; Lawanwisut, W. (2006): Modelling deterioration of structural behaviour of reinforced concrete beams under saline environment corrosion. In: *Magazine of Concrete Research*, Jg. 58, H. 9, S. 575-587
- MERZENICH, G.; SEDLACEK, G. (1995): Hintergrundbericht zum Eurocode 1 – Teil 3.2: Verkehrslasten auf Straßenbrücken. Herausgegeben von Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau. Bonn. (Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, 711)
- MIELICH, O. (2010): Beitrag zu den Schädigungsmechanismen in Betonen mit langsam reagierender Gesteinskörnung. Herausgegeben von Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Berlin. (Heft 583)
- MIETZ, J. (1999): Wasserstoffinduzierte Spannungsrissskorrosion an vergüteten Spannstählen. In: *Bauingenieur*, Jg. 74, H. 9, S. 403-411
- MINER, M.-A. (1945): Cumulative Damage in Fatigue. In: *Journal of Applied Mechanics*, Jg. 12, S. A159-A164
- MOAN, T. (2005): Reliability-based management of inspection, maintenance and repair of offshore structures, *Structure and Infrastructure Engineering*, 1(1), 33-62
- MOERSCH, J. (2005): Zur wasserstoffinduzierten Spannungsrissskorrosion von hochfesten Spannstählen. Untersuchung zur Dauerhaftigkeit von Spannbetonbauteilen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Berlin (Heft 563)
- MOERSCH, J. (2009): Bewehrung von Stahlbetontragwerken nach DIN 1045-1:2001+A1:2008-07. Nachweis gegen Ermüdung für Betonstahl. Herausgegeben von Institut für Stahlbetonbewehrung e. V. (Arbeitsblatt 9)
- MÜLLER, H. S.; REINHARDT, H. W. (2009): Beton. In: BERGMESTER, K.; FINGERLOOS, F.; WÖRNER, J. F. (Hrsg.): *Beton-Kalender 2009*. Teil 2. Berlin: Ernst & Sohn, S. 1-150
- MÜLLER, H. S.; VOGEL, M. (2009): Lebensdauerprognose für Betonbrücken – Wo stehen wir heute? In: STRITZKE, J. (Hrsg.): 19. Dresdner Brückenbausymposium – Tagungsband. Dresden: Inst. für Massivbau, S. 261-275
- NAUMANN, J. (27.01.2010): Strategie zur Ertüchtigung älterer Straßenbrücken. Veranstaltung vom 27.01.2010, aus der Reihe „Fachtagung „Bauen für die Zukunft““. Berlin. Veranstalter: Deutsche Gesellschaft für Management in der Baupraxis mbH
- NAUMANN, J.; FRIEBEL, W. D.; HOLST, R. (2005): Bauwerksprüfung nach DIN 1076 – Eine verantwortungsvolle Aufgabe für die Sicherheit. In: *Straße + Autobahn*, Jg. 56, H. 6, S. 319-326
- NIELSEN, J. J.; SØRENSEN, J. D. (eingereicht): On risk-based operation and maintenance of offshore wind turbine components, *Reliability Engineering & System Safety*, In Press, Corrected Proof

- NOVAK, B.; BROSGE, S.; ANANIEV, S.; MEISS, K.; WAGNER, R.; WEIßBACH, M. (2003): Weiterentwicklung des Modellansatzes der Schadensprognosen und Wirkung der Erhaltungsmaßnahmen im BMS. Schlussbericht zum F+E-Projekt FE 15.383/2003/HRB der Bundesanstalt für Straßenwesen
- NOVAK, B.; BROSGE, S.; REICHERT, F. (2002): Weiterentwicklung von Verhaltensmodellen im Rahmen des BMS. Schlussbericht zum F+E-Projekt FE 15.370/2002/HRB der Bundesanstalt für Straßenwesen
- NÜRNBERGER, U. (1980): Analyse und Auswertung von Schadensfällen an Spannstählen. Herausgegeben von Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau. Bonn. (Heft 308)
- OSA (2004-06): Leitfaden Objektbezogene Schadensanalyse. Herausgegeben vom Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Stadtentwicklung
- PALMGREN, A. (1924): Die Lebensdauer von Kugellagern. In: Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, Jg. 68, S. 339-341
- PEDERSEN, C.; NIELSEN, J. A.; RIBER, H. O.; MADSEN, H. O.; KRENK, S. (1992): Reliability Based Inspection Planning for the Tyro Field, in Proc. OMAE 1992. 11th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering, Calgary, Canada
- PEIL, U. (Hrsg.) (2006): Sicherstellung der Nutzungsfähigkeit von Bauwerken mit Hilfe innovativer Bauwerksüberwachung. Berichtskolloquium 2006 – Sonderforschungsbereich 477. Technische Universität Braunschweig
- PEIL, U. (Hrsg.) (2010): Sicherstellung der Nutzungsfähigkeit von Bauwerken mit Hilfe innovativer Bauwerksüberwachung. Abschluss-Symposium 2010 – Sonderforschungsbereich 477
- PENKA, E. (2005): Beurteilung der Ermüdungssicherheit von Koppelfugenquerschnitten bestehender Spannbetonbrücken durch Langzeitmessungen. Dissertation. München. Technische Universität München, Institut für Baustoffe und Konstruktion
- PETERSEN, L. (2003): Einfluss baustofflicher Schädigungsprozesse auf das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen. Dissertation. Hannover. Universität Hannover, Institut für Baustoffe
- POMMERENING, D.; FREITAG, N.; STADLER, A. (2008a): Untersuchung zu wirtschaftlichen Erhaltungsstrategien im Rahmen der Nutzungsdauer von Bauwerken. [Bericht zum Forschungs- und Entwicklungsvorhaben 15.398/2004/HRB des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung]. Heft 1008. Bremerhaven: Wirtschaftsverl. NW (Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, 1008)
- POMMERENING, D.; STADLER, A.; FREITAG, N.; DÖNNECKE, C. (2008b): Weiterentwicklung objektbezogener Bewertungsverfahren im BMS. Schlussbericht zum F+E-Projekt FE 15.396/2004/HRB der Bundesanstalt für Straßenwesen
- RACKWITZ, R. (1997): Einwirkungen auf Bauwerke. In: MEHLHORN, Gerhard (Hrsg.): Der Ingenieurbau. Berlin: Ernst & Sohn, S. 73-416
- RACKWITZ, R. (2001): Optimizing systematically renewed structures. In: Reliability Engineering and System Safety, Jg. 73, S. 269-279
- RACKWITZ, R. (2006a): The effect of discounting, different mortality reduction schemes and predictive cohort life tables on risk acceptability criteria. In: Reliability Engineering and System Safety, Jg. 91, S. 469-484
- RACKWITZ, R. (2006b): Zuverlässigkeit und Lasten im konstruktiven Ingenieurbau. Teil 1: Zuverlässigkeitstheoretische Grundlagen. Technische Universität München. München. (Vorlesungsskript)
- RAUPACH, M. (2002): Auswirkung von Chloriden im Beton, Abhängigkeit von Betoneigenschaften. Vortrag anlässlich eines Fachsymposiums „Güteüberwachte Instandsetzung von Betonbauwerken“ am 19 März 2002 in Wittlich. Online verfügbar unter <http://www.bgib.de>, zuletzt geprüft am 20.01.2010
- RI-EBW-PRÜF (2007-11): Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfung nach DIN 1076. Herausgegeben vom Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Stadtentwicklung
- RUHRBERG, R. (1982): Schäden an Brücken und anderen Ingenieurbauwerken. Dokumentation 1982. Dortmund: Verkehrsblatt-Verlag
- RUHRBERG, R. (1990): Erhaltungsarbeiten an Brücken und anderen Ingenieurbauwerken von Straßen. Dokumentation 1990. Dortmund: Verkehrsblatt-Verlag
- RUHRBERG, R. (1994): Schäden an Brücken und anderen Ingenieurbauwerken. Dokumentation 1994. Dortmund: Verkehrsblatt-Verlag
- SARJA, A.; VESIKARI, E. (1996): Durability design of concrete structures. Report of RILEM Technical Committee 130-CSL. 1. ed. London: Spon. (RILEM reports, 14)

- SCHIEßL, P. (1986): Einfluss von Rissen auf die Dauerhaftigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen. Herausgegeben von Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Berlin. (Heft 370)
- SCHIEßL, P.; MAYER, T. (2007): Lebensdauer-managementsystem – Teilprojekt A2. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hrsg.): Schlussberichte zur ersten Phase des DafStb/BMBF-Verbundforschungsvorhabens „Nachhaltig Bauen mit Beton“. Berlin (Heft 572)
- SCHIEßL, P. (1976): Zur Frage der zulässigen Rißbreite und der erforderlichen Betondeckung im Stahlbetonbau unter besonderer Berücksichtigung der Karbonatisierung des Betons. Herausgegeben von Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Berlin. (Heft 255)
- SCHNECK, U. (2005): Qualifizierte Korrosionsuntersuchungen an Stahlbetonbauwerken. In: Bautechnik, Jg. 82, H. 7, S. 443-448
- SCHNETGÖKE, R. (2008): Zuverlässigkeitsorientierte Systembewertung von Massivbauwerken als Grundlage für die Bauwerksüberwachung. Dissertation. Braunschweig. Technische Universität Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz. Online verfügbar unter <http://www.digibib.tu-bs.de>, zuletzt geprüft am 26.08.2010
- SETZER, M. J.: Die Mikroislinsepumpe – Eine neue Sicht bei Frostangriff und Frostprüfung. In: Bauhaus-Univ. Weimar, F. A. Finger-Institut für Baustoffkunde-FIB (Hrsg.): *ibausil*. 14. Internationale Baustofftagung 20.-23. September 2000. Weimar: Selbstverlag
- SIEBEL, E. (2005): Übertragbarkeit von Frost-Laborprüfungen auf Praxisverhältnisse. Sachstandbericht. Herausgegeben von Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Berlin. (Heft 560)
- SKJONG, R.; TORHAUG, R. (1991): Rational methods for fatigue design and inspection planning of offshore structures, *Marine Structures*, 4(4), 381-406
- SPRINGENSCHMID, R. (1989): Anleitung zur Bestimmung des Chloridgehaltes von Beton. Arbeitskreis „Prüfverfahren Chlorideindringtiefe“ des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. Herausgegeben von Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Berlin. (Heft 401)
- STEMPNIEWSKI, L. (2009): Verfahren zur Prüfung des Zustands von externen Spanngliedern und Schrägseilen. [Bericht zum Forschungs- und Entwicklungsvorhaben FE 15.410/2004/ARB des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung]. Bremerhaven: Wirtschaftsverl. NW Verl. für Neue Wiss. (Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, 1025)
- STRAUB, D. (2004): Generic Approaches to Risk Based Inspection Planning for Steel Structures. Dissertation. Zürich. ETH, Institute of Structural Engineering
- STRAUB, D. (2009): Stochastic Modeling of Deterioration Processes through Dynamic Bayesian Networks, *Journal of Engineering Mechanics*, Trans. ASCE, 135(10), 1089-1099
- STRAUB, D. (2010a): Risk Analysis I. Technische Universität München. München. (Vorlesungsskript)
- STRAUB, D. (2010b): Structural Reliability. Technische Universität München. München. (Vorlesungsskript)
- STRAUB, D.; DER KIUREGHIAN, A. (eingereicht): Acceptance Criteria for Deteriorating Elements of Structural Systems, *Journal of Structural Engineering*, Trans. ASCE
- STRAUB, D.; FABER, M. H. (2005): Risk based inspection planning for structural systems, *Structural Safety*, 27(4), 335-355
- STRAUB, D.; FABER, M. H. (2006a): Computational Aspects of Risk-Based Inspection Planning, *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 21(3), 179-192
- STRAUB, D.; FABER, M. H. (2006b): Risikobasierte Inspektionsstrategie für den optimalen Unterhalt von Tragwerken. In: *Stahlbau*, Jg. 75, H. 5, S. 389-396
- STRAUB, D., FABER, M. H. (2007): Temporal Variability in Corrosion Modeling and Reliability Updating, *Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering*, Trans. ASME, 129(4), 265-272
- THIENEL, K.-Ch. (2009): Bauschäden. Universität der Bundeswehr. München. (Vorlesungsskript)
- THOFT-CHRISTENSEN, P.; BAKER, M. J. (1982): Structural reliability-theory and its applications. Berlin: Springer
- THOFT-CHRISTENSEN, P.; SØRENSEN, J. D. (1987): Optimal Strategy for Inspection and Repair of Structural Systems, *Civil Engineering Systems*, 4, 94-100
- THOMPSON, P. D.; SHEPARD, R. W. (2000): AASHTO Commonly-Recognized Bridge Elements. Successful Applications and Lessons Learned. (National Workshop on Commonly Recognized Measures for Maintenance)
- TUUTTI, K. (1982): Corrosion of Steel in Concrete. Stockholm

- VOLKWEIN, A. (1991): Untersuchungen über das Eindringen von Wasser und Chloriden in Beton. Dissertation. München. Technische Universität München, Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung
- WANG, X.; LIU, X. (2004): Modeling bond strength of corroded reinforcement without stirrups. In: *Cement and Concrete Research*, Jg. 34, H. 8, S. 1331-1339
- WELSCH, F. (2010): Zur Querkrafttragfähigkeit bei bestehenden Spannbetonbrücken unter Berücksichtigung einer Versagensvorankündigung. Masterthesis. München. Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau
- WICKE, M.; KIRSCH, P.; STANINGER, W.; SCHARITZER, B. (2001): Kostenmodell für den Funktionserhalt von Straßenbrücken. In: ZILCH, K. (Hrsg.): *Massivbau 2001. Forschung, Entwicklungen und Anwendungen*; 5. Münchner Massivbau-Seminar 2001, 8./9. März 2001. Düsseldorf: Springer-VDI-Verlag, S. 29-45
- WICKE, M.; STEHNO, G.; STANINGER, W.; BERGMEISTER, K. (1987): Verfahren zur Vorhersage des Umfangs von Brückensanierungen. Herausgegeben von Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten. Wien. (Straßenforschung, Heft 338)
- WPM-Ingenieure (ohne Jahr): SIB-Bauwerke. DV-Programm zur Erfassung, Speicherung und Auswertung von Bauwerksdaten
- YANG, J. N.; TRAPP, W. J. (1975): Inspection Frequency Optimization for Aircraft Structures Based on Reliability Analysis, *Journal of Aircraft*, Trans. AIAA, 12(5), 494-496
- ZILCH, K.; BUBA, R. (2002): Grundlagen zu Auswirkungen der Zunahme des Schwerverkehrs auf die Nutzungsdauer von Betonbrücken. Bericht zum F+E-Projekt FE 89.102/2001 der Bundesanstalt für Straßenwesen. Technische Universität München. München
- ZILCH, K.; HENNECKE, M. (2001): Koppelfugenschäden – Beurteilung und Sanierung. In: ZILCH, K. (Hrsg.): *Massivbau 2001. Forschung, Entwicklungen und Anwendungen*; 5. Münchner Massivbau-Seminar 2001, 8./9. März 2001. Düsseldorf: Springer-VDI-Verlag, S. 196-206
- ZILCH, K.; LENZ, P.; WEIHER, H.; LINGEMANN, J. (2008): Bewertung von Massivbrücken im Zuge von bayerischen Staatsstraßen für 60 Tonnen Lkw. Forschungsbericht gefördert durch die Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Inneren. Technische Universität München. München
- ZILCH, K.; MAURER, R.; WEIHER, H.; BÄÄTJER, G. (2005): Sicherheit von Spannbetonbrücken. Forschungs- und Entwicklungsvorhaben des BMVBS FE 15.0408/2004/HR. Technische Universität München und Universität Dortmund
- ZILCH, K.; METHNER, R. (2008): Ermüdungskennwerte für Betonstahl im Stahlbeton- und Brückenbau. Forschungsbericht des F+E Projekts FE 89.198/2007/AP der Bundesanstalt für Straßenwesen. Technische Universität München
- ZILCH, K.; WEIHER, H. (2007): Sicherheit von Spannbetonbrücken – Zustand von Großbrücken im Zuge von Bundesfernstraßen. In: *Bauingenieur*, Jg. 82, S. 14-24
- ZILCH, K.; WEIHER, H.; GLÄSER, C. (2009): Monitoring im Betonbau. In: BERGMEISTER, K.; FINGERLOOS, F.; WÖRNER, J. F. (Hrsg.): *Beton-Kalender 2009. Teil 2*. Berlin: Ernst & Sohn, S. 135-183
- ZILCH, K.; ZEHETMAIER, G. (2010): Bemessung im konstruktiven Betonbau. Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2). 2., neu bearb. u erw. Aufl. Berlin: Springer
- ZILCH, K.; ZEHETMAIER, G.; GLÄSER, C. (2004): Ermüdungsnachweis bei Massivbrücken. In: BERGMEISTER, K.; WÖRNER, J. F. (Hrsg.): *Beton-Kalender 2004. Teil 1*. Berlin: Ernst & Sohn, S. 309-406
- ZINTEL, M.; GEHLEN, C.; STRAUB, D.; MAYER, T. (2009): Zustandsbasierte Inspektionsplanung – Möglichkeiten für ein optimiertes Erhaltungsmanagement von Infrastrukturbauwerken. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton* (Hrsg.): 50. DAfStb-Forschungskolloquium an der Technischen Universität München
- ZWICKY, D. (2002): Zur Tragfähigkeit stark vorgepannter Betonbalken. Dissertation. Zürich. ETH, Baustatik und Konstruktion

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

2001

- B 28: Erfassung und Bewertung von reaktionsharzgebundenen Dünnbelägen auf Stahl
Eilers € 11,00
- B 29: Ergänzende Untersuchungen zur Bestimmung der Karbonatisierungstiefe und des Chloridgehaltes von Beton
Gatz, Quaas € 12,00
- B 30: Materialkonzepte, Herstellungs- und Prüfverfahren für elutionsarme Spritzbetone
Heimbecher € 11,00
- B 31: Verträglichkeit von reaktionsharzgebundenen Dünnbelägen mit Abdichtungssystemen nach den ZTV-BEL-ST
Eilers, Stoll € 10,50
- B 32: Das Programm ISOCORRAG: Ermittlung von Korrosivitätskategorien aus Massenverlusten
Schröder € 11,50
- B 33: Bewährung von Belägen auf Stahlbrücken mit orthotropen Fahrbahnplatten
Eilers, Sczyslo € 17,00
- B 34: Neue reaktionsharzgebundene Dünnbeläge als Fahrbahnbeläge auf einem D-Brücken-Gerät
Eilers, Ritter € 13,00

2002

- B 35: Bewährung von Brückenbelägen auf Betonbauwerken
Wruck € 11,50
- B 36: Fahrbahnübergänge aus Asphalt
Wruck € 11,00
- B 37: Messung der Hydrophobierungsqualität
Hörner, von Witzhausen, Gatz € 11,00
- B 38: Materialtechnische Untersuchungen beim Abbruch der Talbrücke Haiger
Krause, Wiggenhauser, Krieger € 17,00
- B 39: Bewegungen von Randfugen auf Brücken
Eilers, Wruck, Quaas € 13,00

2003

- B 40: Schutzmaßnahmen gegen Graffiti von Wespennest
€ 11,50
- B 41: Temperaturmessung an der Unterseite orthotroper Fahrbahnplatten beim Einbau der Gussasphalt-Schutzschicht
Eilers, Kühler, Quaas € 12,50
- B 42: Anwendung des Teilsicherheitskonzeptes im Tunnelbau
Städig, Krocker € 12,00
- B 43: Entwicklung eines Bauwerks Management-Systems für das deutsche Fernstraßennetz – Stufen 1 und 2
Haardt € 13,50
- B 44: Untersuchungen an Fahrbahnübergängen zur Lärminderung
Hemmer-Halswick, Ullrich € 12,50

2004

- B 45: Erfahrungssammlungen:
Stahlbrücken – Schäden – wetterfeste Stähle Seile
Teil 1: Dokumentation über Schäden an Stahlbrücken

Teil 2: Dokumentation und Erfahrungssammlung mit Brücken aus wetterfesten Stählen

Teil 3: Erfahrungssammlung über die Dauerhaftigkeit von Brückenseilen und -kabeln

Hemmer-Halswick € 13,00

B 46: Einsatzbereiche endgültiger Spritzbetonkonstruktionen im Tunnelbau

Heimbecher, Decker, Faust € 12,50

2005

B 47: Gussasphaltbeläge auf Stahlbrücken
Steinauer, Scharnigg € 13,50

2006

B 48: Scannende Verfahren der zerstörungsfreien Prüfung von Brückenbauwerken

Holst, Streicher, Gardei, Kohl, Wöstmann, Wiggenhauser € 15,00

B 49: Einfluss der Betonoberflächenvorbereitung auf die Haftung von Epoxidharz

Raupach, Rößler € 13,50

B 50: Entwicklung eines Bauwerks-Management-Systems für das deutsche Fernstraßennetz, Stufe 3

Holst € 13,50

B 51: Hydrophobierungsqualität von flüssigen und pastösen Hydrophobierungsmitteln

Panzer, Hörner, Kropf € 12,50

B 52: Brückenseile mit Galfan-Überzug – Untersuchung der Haftfestigkeit von Grundbeschichtungen

Friedrich, Staack € 14,50

B 53: Verwendung von selbstverdichtendem Beton (SVB) im Brücken- und Ingenieurbau an Bundesfernstraßen

Tauscher € 14,50

B 54: Nachweis des Erfolges von Injektionsmaßnahmen zur Mängelbeseitigung bei Minderdicken von Tunnelinnenschalen
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.

Rath, Berthold, Lähler € 12,50

2007

B 55: Überprüfung des Georadarverfahrens in Kombination mit magnetischen Verfahren zur Zustandsbewertung von Brückenfahrbahnplatten aus Beton mit Belagsaufbau

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.

Krause, Rath, Sawade, Dumat € 14,50

B 56: Entwicklung eines Prüfverfahrens für Beton in der Expositions-kategorie XF2

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.

Setzer, Keck, Palecki, Schießl, Brandes € 19,50

B 57: Brandversuche in Straßentunneln – Vereinheitlichung der Durchführung und Auswertung

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.

Steinauer, Mayer, Kündig € 26,50

B 58: Quantitative Risikoanalysen für Straßentunnel

Sistenich € 14,50

2008

B 59: Bandverzinkte Schutzplankenholme
Schröder € 12,50

B 60: Instandhaltung des Korrosionsschutzes durch Teilerneuerung - Bewährung

Schröder € 13,50

- B 61: **Untersuchung von Korrosion an Fußplatten von Schutzplankenpfosten**
Schröder, Staeck € 13,00
- B 62: **Bewährungsnachweis von Fugenfüllungen ohne Unterfüllstoff**
Eilers € 12,00
- B 63: **Selbstverdichtender Beton (SVB) im Straßentunnelbau**
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Heunisch, Hoepfner, Pierson (†), Dehn, Orgass, Sint € 17,50
- B 64: **Tiefenabhängige Feuchte- und Temperaturmessung an einer Brückenkappe der Expositionsklasse XF4**
Brameshuber, Spörel, Warkus € 12,50

2009

- B 65: **Zerstörungsfreie Untersuchungen am Brückenbauwerk A1 Hagen/Schwerte**
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Frieße, Taffe, Wöstmann, Zoega € 14,50
- B 66: **Bewertung der Sicherheit von Straßentunneln**
Zulauf, Locher, Steinauer, Mayer, Zimmermann, Baltzer, Riepe, Kündig € 14,00
- B 67: **Brandkurven für den baulichen Brandschutz von Straßentunneln**
Blosfeld € 17,50
- B 68: **Auswirkungen des Schwerlastverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen – Teile 1-4**
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Kaschner, Buschmeyer, Schnellenbach-Held, Lubasch, Grünberg, Hansen, Liebig, Geißler € 29,50
- B 69: **Berücksichtigung der Belange behinderter Personen bei Ausstattung und Betrieb von Straßentunneln**
Wagener, Grossmann, Hintzke, Sieger € 18,50
- B 70: **Frost-Tausalz-Widerstand von Beton in Brücken und Ingenieurbauwerken an Bundesfernstraßen**
Tauscher € 14,50

2010

- B 71: **Empfehlungen für geschweißte KK-Knoten im Straßenbrückenbau**
Kuhlmann, Euler € 22,50
- B 72: **Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von permanenten Anti-Graffiti-Systemen**
Weschpfennig, Kropf, von Witzzenhausen € 13,50
- B 73: **Brand- und Abplatzverhalten von Faserbeton in Straßentunneln**
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Dehn, Nause, Juknat, Orgass, König € 21,00
- B 74: **Verwendung von Anti-Graffiti-Systemen auf Mauerwerk**
Müller € 14,00
- B 75: **Sachstand Verstärkungsverfahren – Verstärken von Betonbrücken im Bestand**
Schnellenbach-Held, Peeters, Scherbaum € 13,50

2011

- B 76: **Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken unter Berücksichtigung des Belagssystems**
Sedlacek, Paschen, Feldmann, Geßler, Möller, Steinauer, Scharnigg € 17,00
- B 77: **Anpassung von DIN-Fachberichten "Brücken" an Euro-codes**
Teil 1: DIN-FB 101 "Einwirkung auf Brücken"
Teil 2: DIN-FB 102 "Betonbrücken"
Teil 3: DIN-FB 103 "Stahlbrücken"

Teil 4: DIN-FB 104 "Verbundbrücken"

- Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Freundt, Böning, Maurer, Arnold, Gedwien, Müller, Schrick, Tappe, Kuhlmann, Rasche, Froschmeier, Euler, Hanswille, Brauer, Bergmann € 29,50
- B 78: **Bemessung von Wellstahlbauwerken – Vergleich nach den bisherigen und den neuen Richtlinien**
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Kuhlmann, Günther, Krauss € 18,50
- B 79: **Untersuchungen zur Querkraftbemessung von Spannbe-tonbalken mit girlandenförmiger Spanngliedführung**
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Maurer, Kiziltan, Zilch, Dunkelberg, Fitik (in Vorbereitung)
- B 80: **Lautsprecheranlagen und akustische Signalisierung in Straßentunneln**
Mayer, Reimann, Löwer, Brettschneider, Los € 16,00
- B 81: **Quantifizierung der Lebensdauer von Betonbrücken mit den Methoden der Systemanalyse**
Müller, Vogel, Neumann € 14,50
- B 82: **Verkehrslastmodelle für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand**
Freundt, Böning € 16,00
- B 83: **Konzeption zur Nachrechnung bestehender Straßenbrücken**
Maurer, Kolodziejczyk, Zilch, Dunkelberg € 16,00
- B 84: **Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstandes von Beton mit dem modifizierten CDF-Verfahren (XF2)**
Gehlen, Lowke, Milachowski € 15,00
- B 85: **Entwicklung von Verfahren einer zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung**
Zilch, Straub, Dier, Fischer € 19,50

Alle Berichte sind zu beziehen beim:

Wirtschaftsverlag NW
Verlag für neue Wissenschaft GmbH
Postfach 10 11 10
D-27511 Bremerhaven
Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0
Telefax: (04 71) 9 45 44 77
Email: vertrieb@nw-verlag.de
Internet: www.nw-verlag.de

Dort ist auch ein Kompletverzeichnis erhältlich.