

TECHNISCHE UNIVERSITÄT MÜNCHEN

Institut für Baustoffe und Konstruktion

Lehrstuhl für Massivbau

**Zur zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung
unter Berücksichtigung von Spannstahlausfällen
infolge von Spannungsrisskorrosion**

Florian Dier

Vollständiger Abdruck der von der Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktor-Ingenieurs

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer

Prüfer der Dissertation: 1. Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil., Dr.-Ing. E.h. Konrad Zilch (i.R.)

2. Univ.-Prof. Dr. sc. techn. Daniel Straub

Die Dissertation wurde am 29.11.2012 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt am 27.11.2015 angenommen.

Kontakt (Hochschule):

Lehrstuhl für Massivbau
Institut für Baustoffe und Konstruktion
Technische Universität München
Theresienstraße 90, Gebäude N6
80333 München

Tel.: +49 (0) 89 289 23039

Fax.: +49 (0) 89 289 23030

Kontakt (privat):

E-Mail: floriandier@gmx.de

Zur zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung unter Berücksichtigung von Spannstahlausfällen infolge von Spannungsrisskorrosion

Kurzfassung

Aktuell werden Brücken, unabhängig vom tatsächlichen Zustand, intensiv in festen Zyklen und mit relativ starrem Prüfprogramm überwacht, wodurch sich hohe Kosten ergeben. In der vorliegenden Arbeit wird eine Methodik entwickelt, die durch wissenschaftlich basierte Modelle der Zuverlässigkeitsbetrachtung den Bauwerkszustand und Zustandsprognosen systematisiert in die Prüfungsplanung mit einbezieht. Es wird eine Systematik zur Vorbereitung und Durchführung der Bauwerksprüfung und zur Aufbereitung und Beurteilung der durch die Prüfung gewonnenen Erkenntnisse entwickelt. Auf Basis einer umfangreichen Literaturrecherche werden maßgebende Schädigungen für Brücken in Massivbauweise ihrer Ursache nach definiert und hierfür vorhandene zeitabhängige stochastische Schädigungsmodelle genannt bzw. einfache Ingenieurmodelle entwickelt. Die Schädigungen werden bezüglich der Auswirkungen auf Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit allgemein beschrieben. Mögliche Interaktionen mit anderen Schädigungen und übliche Untersuchungs- bzw. Instandsetzungsmethoden werden systematisch aufbereitet. Eine Schädigung, für die keine zeitvarianten Schädigungsmodelle in der Literatur zu finden sind, ist die Möglichkeit unbemerkter Spannstahlbrüche in Bauwerken, welche mit spannungsrisskorrosionsgefährdeten Spannstählen hergestellt wurden. Hierfür wird ein probabilistisches Rechenverfahren vorgestellt, das es ermöglicht die Wahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit ohne vorherige Versagensankündigung in Abhängigkeit der Zeit zu ermitteln, um daraus Prüfintervalle für die betroffenen Bauwerke abzuleiten.

Abstract

Currently, bridge inspection is carried out with a fixed scope and schedule of examination and without consideration of the current condition of the structures. This results in high costs. With reliability based bridge inspection methods the current condition and future development of condition can be considered in planning the scope of inspection. A system for planning and performing of inspection and for assessment of the results of inspection is developed. Based on a detailed literature research relevant defects of concrete bridges are defined. For these defects known probabilistic time-variant damage models are mentioned or simplified models are suggested. The defects are described with regards to their influence on structural integrity, traffic safety and durability. Possible interactions with other defects and common inspection and maintenance techniques are also discussed. For the defect of stress corrosion cracking of prestressing tendons a new probabilistic time-variant model is developed to calculate the probability of sudden failures without prior warning. Inspection intervals can be determined by comparing this probability with a threshold probability.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München. Grundlage dieser Arbeit war das von der Bundesanstalt für Straßenwesen geförderte Forschungsvorhaben „Entwicklung von Verfahren einer zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung“.

Mein besonderer Dank gilt meinem Doktorvater Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E.h. Konrad Zilch für die Anregung zu dieser Arbeit, die fachlich großartige Unterstützung und die vertrauensvolle Zusammenarbeit weit über das Verfassen dieser Arbeit hinaus. Herrn Univ.-Prof. Dr. sc. techn. Daniel Straub gebührt mein herzlicher Dank für die kollegiale Zusammenarbeit bei Bearbeitung des Forschungsprojektes und für die Übernahme des Koreferates. Dem Prüfungsvorsitzenden Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer sei an dieser Stelle für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes gedankt. Herrn Prof. Dr.-Ing. Bernd Isecke, damals Leiter der Abteilung „Materialschutz und Oberflächentechnik“ an der Bundesanstalt für Materialforschung und –prüfung, danke ich für die Diskussionsbereitschaft bezüglich möglicher Zeitansätze bei Schäden infolge spannungsrissskorrosionsgefährdeter Spannstähle.

Des Weiteren gilt mein Dank meinen Kollegen am Lehrstuhl für Massivbau für die gute Zusammenarbeit und das hervorragende Arbeitsklima. Besonders möchte ich mich bei Herrn Dipl.-Ing. Daniel Dunkelberg für die Durchsicht der Arbeit und seine wertvollen Anregungen bedanken.

Bei meinen Eltern und Brüdern bedanke ich mich für die stete Unterstützung beim Beschreiten des manchmal steinigen zweiten Bildungsweges und für das in mich gesetzte Vertrauen, das nicht unerheblich für das Gelingen dieser Arbeit war.

Mein ganz besonderer Dank gilt meiner Frau Alexandra, die mir stets liebevoll und aufmunternd zur Seite stand und mir mit ihrer Geduld und Rücksichtnahme die größte Unterstützung war.

Neuburg, Dezember 2015

Florian Dier

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
2	Stand der Wissenschaft	4
2.1	Bauwerksmanagementsysteme und Bauwerksprüfung im Brückenbau	4
2.1.1	Allgemeines	4
2.1.2	Bauwerk-Management-System (BMS)	4
2.1.3	Brückenmanagementsystem PONTIS (USA)	6
2.1.4	Brückenmanagementsystem KUBA-MS (Schweiz)	7
2.1.5	Modell nach SFB 447	7
2.1.6	Modell nach DAfStb/BMBF	8
2.2	Grundlagen der probabilistischen Methoden	10
2.2.1	Unschärfen und Streuungen	10
2.2.2	Probabilistische Bemessung und Nachweisführung	17
2.2.3	Operative Versagenswahrscheinlichkeiten für Bestandsbauwerke	25
3	Methoden einer zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung	28
3.1	Grundmodell	28
3.2	Aufgliederung von Bauwerken	31
3.2.1	Allgemeines	31
3.2.2	Aufgliederung gemäß ASB-ING	31
3.2.3	Aufgliederung bzw. Systemanalyse nach Müller	32
3.2.4	Aufgliederung bzw. Systematik der Bauwerkserfassung nach DAfStb/BMBF ..	33
3.2.5	Eigener Vorschlag für die Aufgliederung von Massivbrücken	33
3.3	Definition von Schädigungsniveaus	38
3.3.1	Allgemeines	38
3.3.2	Schadensklassifizierung nach RI-EBW-PRÜF	39
3.3.3	Schadensklassifizierung nach DAfStb/BMBF	39
3.3.4	Schadensklassifizierung nach Ruhrberg	40
3.3.5	Schadensklassifizierung nach Wicke	41
3.3.6	Schadensklassifizierung nach Marti	43
3.3.7	Eigener Vorschlag für die Schadensklassifizierung	43
3.4	Berechnung der Schädigungswahrscheinlichkeiten	45
3.5	Interaktionen zwischen den Schäden	47
3.5.1	Allgemeines	47
3.5.2	Kumulative Interaktion	47

3.5.3	Direkte Interaktion.....	48
3.5.4	Interaktion der Prüfung	49
3.6	Festlegung der erforderlichen Grenzwahrscheinlichkeiten	50
3.6.1	Allgemeines	50
3.6.2	Grenzwahrscheinlichkeit für die Bewertung der Standsicherheit.....	50
3.6.3	Grenzwahrscheinlichkeit für die Bewertung der Verkehrssicherheit.....	51
3.6.4	Grenzwahrscheinlichkeit für die Bewertung der Dauerhaftigkeit	52
3.7	Ermittlung des Prüfumfanges der Bauwerksprüfung	53
3.8	Modellierung der Ergebnisse der Bauwerksprüfung	55
4	Schäden an massiven Brücken.....	58
4.1	Definition der maßgebenden Schäden	58
4.2	Karbonatisierung.....	65
4.3	Chlorideindringung.....	71
4.4	Bewehrungskorrosion	78
4.5	Ermüdung	87
4.5.1	Ermüdung an Spannbetonbrücken	91
4.5.2	Ermüdung von Stahlbetonbrücken	96
4.6	Frost- und Frost-Tausalz-Angriff	101
4.7	Alkali-Kieselsäure-Reaktion	105
4.8	Defizite der Konstruktion.....	108
4.8.1	Allgemein	108
4.8.2	Defizite in der Querkraftbemessung	109
4.9	Konstruktionsteile und Brückenausstattung	115
5	Spannungsrissskorrosion.....	118
5.1	Allgemein	118
5.1.1	Mechanismen der Spannungsrissskorrosion.....	118
5.1.2	Gefährdete Spannstähle.....	120
5.1.3	Randbedingungen der Spannungsrissskorrosion.....	120
5.1.4	Aktuelles Vorgehen.....	122
5.2	Simulationsrechnung zur Ermittlung zeitabhängiger Wahrscheinlichkeiten einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit	126
5.2.1	Allgemeines	126
5.2.2	Ansatz für die Simulation der zeitabhängigen Wahrscheinlichkeit	126
5.2.3	Annahmen	130

5.2.4	Beschreibung des Verfahrens	135
5.2.5	Programmtechnische Umsetzung.....	143
5.2.6	Berücksichtigung der Inspektionsergebnisse	146
5.3	Berücksichtigung des SRK-Modelles in den Methoden der zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung.....	150
5.4	Beispielberechnung der Prüfintervalle infolge Spannungsrisskorrosion	151
5.4.1	Allgemeines	151
5.4.2	Bauwerk 1	151
5.4.3	Bauwerk 2.....	158
6	Zusammenfassung und Ausblick	165
6.1	Zusammenfassung	165
6.2	Ausblick.....	167
7	Literatur	169

Abkürzungen und Formelzeichen

Im Folgenden werden einige Parameter mit zwei verschiedenen Formelzeichen bezeichnet. Dies ist darauf zurückzuführen, dass das in Kapitel 5 entwickelte Verfahren in wesentlichen Teilen auf der „*Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden*“ (BMVBS 2011-06) aufbaut, und die dort verwendeten Formelzeichen aus Gründen der Vergleichbarkeit für dieses Kapitel übernommen werden.

Lateinische Großbuchstaben

A_b	Betonquerschnittsfläche (Bruttoquerschnitt)
A_{sw}	Querschnittsfläche eines Elements der Querkraftbewehrung
$A_{Z,n}$	Querschnittsfläche eines einzelnen Spannglieds
$A_{Z,r}$	Restspannstahlfläche bei Rissbildung
$A_{Z,r,erf}$	Erforderliche Restspannstahlfläche zum Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit
B	Befund einer Bauwerksprüfung
\mathbf{B}_{kl}	Matrix zum notieren der Bruchanzahlen bei Rissbildung und bei Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit
C_{krit}	kritische Chloridkonzentration
COV_{X_1, X_2}	Kovarianz der beiden Zufallsvariablen X_1 und X_2
C_s	Chloridkonzentration an der Betonoberfläche
D_B	Diffusionskonstante
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_Z	Elastizitätsmodul des Spannstahls
F	Versagen (englisch: failure)
$F_X(x)$	Verteilungsfunktion einer Zufallsgröße X
$F_X^{-1}(x)$	Inverse Verteilungsfunktion einer Zufallsgröße X
$F_Z(z)$	Verteilungsfunktion einer Schädigung Z
I	Inspektion

K	Karbonatisierungsfaktor
K_{inst}	Karbonatisierungsfaktor von instandgesetztem Beton
K_p	Quantilfaktor
K_w	w %-Quantil einer Zufallsgröße
M	Moment
M_{As}	Momententragfähigkeit der vorhandenen Betonstahlbewehrung
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	Lastspielzahlen
N_{MCS}	Anzahl durchgeführter Schleifen einer Monte-Carlo-Simulation
N^*	Knickpunkt der Wöhlerlinie
$N(\Delta\sigma_i)$	Ertragbare Lastwechsel einer Schwingbreite $\Delta\sigma_i$
R	Widerstand
S	Einwirkung
SB	Anzahl an Spanngliedbrüchen
SN_i	Schädigungsniveau, $i = 0 \dots 4$
S_{th}	Theoretische Zustandsnote von Verschleißteilen
U	Standardisierte Basisvariable
V	Unterschreiten der erforderlichen Restsicherheit
V_X	Variationskoeffizient einer Zufallsvariablen X
W_b	Widerstandsmoment der Randfaser des Betonbruttoquerschnitts
X	Zufallsvariable
X_{nom}	Nominalwert für Querschnittsabmessungen
Z	Zufallsvariable einer Schädigung

Lateinische Kleinbuchstaben

a	karbonatisierte Substanz Luftgehalt des Betons bei Frost-Tausalzangriff Parameter des vereinfachten Verfahrens gemäß Handlungsanweisung SRK
a_c	Anteil der Dauer der Chloridbeaufschlagung am Bauteilalter
b	Parameter des vereinfachten Verfahrens gemäß Handlungsanweisung SRK
b_w	Stegbreite
c	CO ₂ - Gehalt der Luft Betondeckung
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	Statische Nutzhöhe
f_{ck}	Charakteristische Beton-Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen
f_{cm}	Mittelwert der Beton-Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen
f_{ctk}	Charakteristischer Wert der Zugfestigkeit von Beton
f_{ctm}	Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit von Beton
f_{korr}	Korrelationsfaktor für die örtliche Schädigungskorrelation in einem Hüllrohr
$f_X(x)$	Wahrscheinlichkeitsdichte einer Zufallsgröße X
f_{yk}	Charakteristischer Wert der Streckgrenze von Bewehrung
f_{ym}	Mittlerer Wert der Streckgrenze von Bewehrung
$f_Z(z)$	Wahrscheinlichkeitsdichte einer Schädigung Z
$g_{Erm}(t)$	Grenzzustandsfunktion der Ermüdung in Abhängigkeit der Zeit
$g_{FT}(t)$	Grenzzustandsfunktion bei Frost- Tausalzangriff
$g_{Quer}(t)$	Grenzzustandsfunktion der Mindestquerkraftbewehrung für gerissene Querschnitte
$g(X)$	Grenzzustandsfunktion einer Zufallsgröße X

i	Zählvariable
i_{\max}	Maximale Anzahl an Spanngliedbrüchen
j	Zählvariable
k	Funktionsparameter zur Berechnung einer theoretischen Zustandsnote von Verschleißteilen Zeilenindex der Matrix \mathbf{B}_{kl}
k_c	Korrekturparameter für $D_{w,0}$ zur Berücksichtigung der Nachbehandlungsmethode
k_e	Korrekturparameter für $D_{w,0}$ zur Berücksichtigung der Umgebungstemperatur
k_1, k_2	Steigungen der Wöhlerlinie
l	Spaltenindex der Matrix \mathbf{B}_{kl}
n	Altersexponent zur Berücksichtigung der Zeitabhängigkeit bei der Chlorideindringung
n_{br}	Zum Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit erforderliche Restspanngliedzahl, aufgerundet auf die nächstgrößere ganzzahlige Spanngliedanzahl
$n_{br,eff}$	Siehe n_{br} , aber aufgerundet auf nächstgrößeres effektives Teilspannglied
n_{cr}	Restspannglieder bei Rissbildung, abgerundet auf die nächstkleinere ganzzahlige Spanngliedzahl
$n_{cr,eff}$	Siehe n_{cr} , aber abgerundet auf nächstkleineres effektives Teilspannglied
$n(\Delta\sigma_i)$	Auftretende Lastwechsel einer Schwingbreite $\Delta\sigma_i$
p	Wahrscheinlichkeit Funktionsparameter zur Berechnung einer theoretischen Zustandsnote von Verschleißteilen;
p_f	Versagenswahrscheinlichkeit
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
q	Anzahl diskreter Nachweisquerschnitte für den Nachweis SRK
q_s	Anzahl der Nachweisquerschnitte mit Spanngliedanzahl s_{\max}
r	Abwitterungsfaktor bei Frost-Tausalzangriff
r_{Bew}	Jährlicher Korrosionsabtrag

r_0	Jährlicher Korrosionsabtrag bei +20°C
s	Abwitterung infolge Frost-Tausalzangriff Anzahl vorhandener Spannglieder, bzw. vorhandener effektiver Teilspannglieder
s_{\max}	Maximale Spanngliedanzahl im untersuchten Bereich
s_{\min}	Minimale Spanngliedanzahl im untersuchten Bereich
s_w	Abstand der Elemente der Querkraftbewehrung
s_{zul}	Zulässige Abwitterung bei Frost-Tausalzangriff, je nach Schadensniveau
t	Zeit
t_{inst}	Wirksamkeitsdauer einer Instandsetzung
x	Realisierung einer Zufallsvariablen X Eingangswert für das vereinfachte Verfahren gemäß Handlungsanweisung SRK
x_C	Chlorideindringtiefe
x_K	Karbonatisierungstiefe
x_p	Quantilwert
y_{bz}	Abstand des Spannstahlschwerpunkts zum Schwerpunkt des Betonquerschnitts (Bruttoquerschnitt)
z_z	Innerer Hebelarm des Spannstahls

Griechische Großbuchstaben

ΔM	Momentendifferenz infolge wechselnder Belastung
Δq	Häufige Einwirkung $\Delta q = g + \Delta g + 0,5 \cdot p$
Δs	Absoluter Korrosionsabtrag am Bewehrungsstahl
Δs_{zul}	Zulässiger Korrosionsabtrag, je nach Schädigungsniveau
Δt	Zeitintervall Prüfintervall
$\Delta \sigma$	Spannungsschwingbreite
$\Delta \sigma_{Rsk}$	Spannungsschwingbreite am Knickpunkt der Wöhlerlinie
Λ_{SN_i}	Grenzwahrscheinlichkeit für einen Schaden im Schädigungsniveau SN_i
$\Phi(x)$	Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung
$\Phi^{-1}(x)$	inverse Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung

Griechische Kleinbuchstaben

α	Winkel zwischen Querkraftbewehrung und Balkenachse
β	Zuverlässigkeitsindex
β_{bZ}	Zentrische Betonzugfestigkeit gemäß Handlungsanweisung SRK
γ_g	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen
γ_p	Teilsicherheitsbeiwert für die Verkehrseinwirkung
$\gamma_{s, fat}$	Teilsicherheitsfaktor für Beton- und Spannstahl beim Nachweis gegen Ermüdung
$\varepsilon_{v, \infty}^{(0)}$	Vordehnung des Spannstahls zum Zeitpunkt $t = \infty$ unter Berücksichtigung der Verluste aus Kriechen und Schwinden
κ_{br}	Zum Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit erforderliche bezogene Restspanngliedanzahl
κ_{cr}	Bezogene Restspanngliedanzahl bei Rissbildung
μ_X	Mittelwert einer Zufallsvariablen X
ρ_w	Bewehrungsgrad
$\rho_{w, min}$	Mindestbewehrungsgrad
ρ_{X_1, X_2}	Korrelationskoeffizient der beiden Zufallsvariablen X_1 und X_2
σ_X	Standardabweichung einer Zufallsvariablen X
$\sigma_{b, \Delta q}$	Betonrandspannung infolge häufiger Einwirkung aus Verkehr und ständiger Last

Mathematische Funktionen

$\lfloor \dots \rfloor$	Gaußklammern, abrunden auf die nächst kleinere ganze Zahl
$\lceil \dots \rceil$	Gaußklammer, aufrunden auf die nächst größere ganze Zahl
$\overline{\dots}$	Komplementärereignis des Ereignisses ...
$\text{erf}(\dots)$	Fehlerfunktion
$I[\dots]$	Indikatorfunktion des Arguments [...]
$\text{Pr}(\dots)$	Wahrscheinlichkeit des Ereignisses (...)
$\text{Pr}(\dots \cap \dots)$	Wahrscheinlichkeit der Schnittmenge zweier Ereignisse
$\text{Pr}(\dots \dots)$	bedingte Wahrscheinlichkeit eines Ereignisses unter Bedingung eines anderen

Abkürzungen

ASB-ING	ASB-ING, 2008-03; siehe Literaturverzeichnis
BMS	Bauwerk-Management-System
CO ₂	Kohlenstoffdioxid
D	Schadensbewertung Dauerhaftigkeit
FORM	First Order Reliability Method
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
MCS	Monte-Carlo-Simulation
OSA	OSA, 2004-06; siehe Literaturverzeichnis
PoD	Probability of Detection
RI-EBW-PRÜF	RI-EBW-PRÜF, 2007-11; siehe Literaturverzeichnis
S	Schadensbewertung Standsicherheit
SORM	Second Order Reliability Method
SRK	Spannungsrissskorrosion
V	Schadensbewertung Verkehrssicherheit

Einheiten

Dichte	g/cm ³
Geschwindigkeit	µm/a, cm/a
Kinematische Viskosität	mm ² /a; cm ² /a
Kräfte und Einwirkungen	kN, kN/m, kN/m ²
Länge	µm, mm, cm, m
Masseprozent des Zementanteils	M.-%/z
Momente	kNm
Prozent	%
Querschnittsfläche	mm ² , cm ² , m ²
Spannung	N/mm ²
Winkel	° (Grad)
Zeit	d (Tag), a (Jahr)

1 Einleitung

Im Verantwortungsbereich des Bundes befinden sich derzeit 38.782 Brückenbauwerke mit einer Gesamtlänge von 2.058 km und einer Gesamtfläche von 29,64 Mio. m² (Stand 01.09.2010) (BASt, Ref. B4). Ein großer Teil der Bauwerke weist mittlerweile Nutzungsdauern von 40 bis 50 Jahren auf (Haardt 2010). Daraus folgen zum einen Schädigungen infolge Alterung und Verschleiß, zum anderen ist an vielen älteren Bauwerken mit systematischen Defiziten (unzureichende Betondeckung, Spannungsrissskorrosion, Koppelfugenproblematik, usw.) zu rechnen. Diese Schädigungen und Defizite können Einfluss auf die Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit der Bauwerke haben. Laut Bundesfernstraßengesetz (FStrG) haben die Träger der Straßenbaulast dafür einzustehen, dass ihre Bauwerke allen Anforderungen der Sicherheit und Ordnung genügen. Um dies zu gewährleisten müssen die Verantwortlichen in ausreichendem Maße über den Zustand der Bauwerke unterrichtet sein, um gegebenenfalls Maßnahmen zur Sicherstellung der Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit ergreifen zu können. Um über den Verlauf von Schädigungen informiert zu sein, bzw. um mögliche noch unbekannte Schäden frühzeitig zu erkennen, werden die Bauwerke im Zuge von Bundesfernstraßen auf Grundlage von DIN 1076 (DIN 1076 (1999-11)) geprüft, der Zustand basierend auf (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. 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.

Die intensiven Prüfungen in festgelegten Zyklen erzeugen allerdings hohe Kosten, welche im Laufe der Nutzungsdauer finanzielle Mittel in erheblicher Höhe erfordern. Zudem erfordern Weiterentwicklungen des Bauwerk-Management-System (BMS) (BASt 2009), hin zu einem zuverlässigkeitsbasierten Erhaltungsmanagement, eine den Erfordernissen angepasste und weiterentwickelte Bauwerksprüfung. Diese sollte sowohl den aktuellen Bauwerkszustand als auch zukünftige Entwicklungen berücksichtigen. Ziel ist es, die umfangreichen Erfahrungen der Bauwerksprüfer und wissenschaftlich basierte Modelle zur Risiko- und Zuverlässigkeitsbetrachtung zu kombinieren, und so den Bauwerkszustand und die Zustandsprognose systematisiert in die Prüfungsplanung mit einzubeziehen. Auch das Zusammenwirken verschiedener Bauwerkskomponenten und die daraus folgende Systemabhängigkeit, sowie altersbedingte Schwachstellen und Defizite in früheren Bemessungsnormen müssen berücksichtigt und entsprechend systematisiert aufbereitet werden.

Ziel der vorliegenden Arbeit ist die Entwicklung eines probabilistischen Modells zur Vorbereitung und Durchführung der Bauwerksprüfung und zur Aufbereitung und Beurteilung der durch die Prüfung gewonnenen Erkenntnisse. Die Standsicherheit, Dauerhaftigkeit und Verkehrssicherheit sollen bei minimalen Kosten und möglichst geringen Verkehrseingriffen stets gewährleistet sein 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).

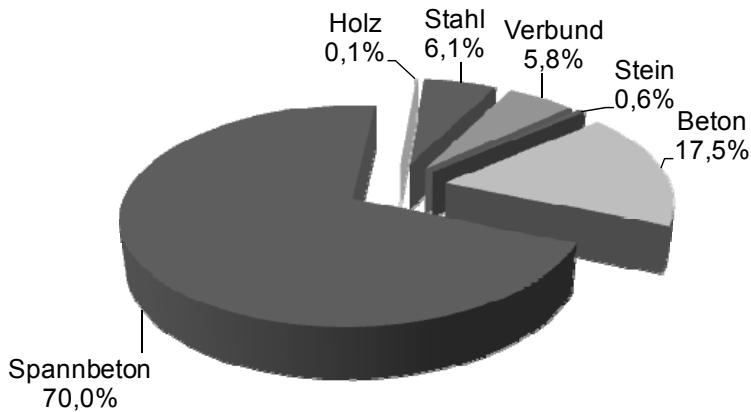


Abbildung 1.1: Brückenbestand an Bundesfernstraßen – nach Bauarten (BASt, Ref. B4)

Wie in Abbildung 1.1 zu sehen, sind mehr als 85% der Brückenfläche des Bestandes (Stand 31.12.2007) an Bundesfernstraßen in Stahl- bzw. Spannbetonbauweise ausgeführt. Deshalb wird im Rahmen dieser Arbeit das Hauptaugenmerk schwerpunktmäßig auf Brücken in Massivbauweise gelegt und in erster Linie Schädigungsmodelle für massive Brücken dargestellt.

Eine Schädigung, für die keine zeitvarianten Schädigungsmodelle in der Literatur zu finden sind, ist die Gefährdung von Bauwerken welche mit spannungsrissskorrosionsgefährdeten Spannstähen hergestellt wurden. Spröde Spannstaahlbrüche während oder kurz nach dem Vorspannen, aber vor allem in den 90er Jahren aufgetretene verzögerte Spannstaahlbrüche infolge Spannungsrissskorrosion (SRK) an ca. 30 Jahre alten vorgespannten Bauteilen, haben die Thematik wieder verstärkt in den Fokus wissenschaftlicher Bemühungen gerückt. Da eine Schädigung infolge von SRK am Bauwerk von außen nicht feststellbar ist, und auch eine Entnahme von Spannstaahlproben wegen der stark schwankenden Empfindlichkeit einzelner Chargen nicht zielführend ist, wurden in der Vergangenheit Verfahren entwickelt, um nachzuweisen, ob einem Bauwerksversagen stets eine Versagensvorankündigung in Form von Rissen im Beton vorausgeht (BMV 1993). Da bei vielen Bauwerken dieser Nachweis nicht in allen Bereichen möglich war, wurde darauf aufbauend ein Verfahren entwickelt, welches die Wahrscheinlichkeit eines Versagens ohne Vorankündigung auf Systemebene ermittelt (Lingemann 2010), (BMVBS 2011-06). Für Bauwerke, für die eine ausreichend kleine Wahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit ohne vorherige Versagensankündigung ermittelt werden kann, muss nun sichergestellt werden, dass eine eventuelle Versagensvorankündigung auch rechtzeitig erkannt wird. Dies kann entweder durch permanente Überwachung erreicht werden, oder durch Festlegung von Prüfintervallen, welche sich daraus ableitet, dass die zeitabhängige Wahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit ohne Vorankündigung stets ausreichend klein sein muss. Da ein permanentes Monitoring der betroffenen Bauwerke zu sehr hohen Kosten führen würde, ist die Entwicklung eines probabilistischen Rechenverfahrens, dass es ermög-

licht, auf Basis einer Annahme zum Schädigungsfortschritt der Spannungsrissskorrosion Prüfintervalle zu ermitteln, ein weiteres Ziel dieser Arbeit.

Zur Entwicklung einer Methode zur zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung werden in Kapitel 2.1 der vorliegenden Arbeit verschiedene bestehende Bauwerksmanagementsysteme und das aktuelle Vorgehen der Bauwerksprüfung in Deutschland auf Basis einer Literaturrecherche näher beleuchtet. Da das in dieser Arbeit entwickelte Modell die Prüfintervalle auf Basis probabilistischer Berechnung ermittelt, werden in Kapitel 2.2 die Grundlagen der Probabilistik im konstruktiven Ingenieurbau erläutert.

In Kapitel 3, welches in großen Teilen auf (Zilch et al. 2011) basiert, werden die Methoden der zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung beschrieben. Hierzu werden, aufbauend auf einem Grundmodell, Vorschläge für die Aufgliederung von Bauwerken und die Definition unterschiedlicher Schädigungsniveaus für Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit gemacht. Des Weiteren wird in diesem Kapitel erläutert, wie sich Schädigungswahrscheinlichkeiten anhand probabilistischer Schädigungsmodelle ermitteln lassen, wie sich die Interaktion zwischen verschiedenen Schäden berücksichtigen lassen und wie durch Festlegung von Grenzwahrscheinlichkeiten der Prüfumfang ermittelt werden kann und die Ergebnisse der Bauwerksprüfung anschließend wieder in den Schädigungsmodellen berücksichtigt werden können.

In Kapitel 4, welches größtenteils bereits in (Zilch et al. 2011) veröffentlicht wurde, werden durch Analyse der Schadensbeispiele aus (RI-EBW-PRÜF, 2007-11), welche die umfangreichen Erfahrungen der Bauwerksprüfungen der letzten Jahrzehnte darstellen, die maßgebenden Schäden für massive Brücken herausgearbeitet und hierfür Schädigungsmodelle definiert.

Zur Modellierung der Schädigung durch Spannungsrissskorrosion (SRK) wird in Kapitel 5 zuerst auf die Mechanismen und Randbedingungen der SRK, auf gefährdete Spannstähle und auf das aktuelle Vorgehen eingegangen. Aufbauend auf dem aktuellen Vorgehen und vor allem auf der Arbeit (Lingemann 2010) wird eine Simulationsrechnung zur Berechnung zeitabhängiger Wahrscheinlichkeiten eines rechnerischen Versagens ohne Vorankündigung entwickelt. Die Einarbeitung dieser Simulationsrechnung in die Methoden der zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung und die Beispielrechnung an zwei Brückenbauwerken runden das Kapitel ab.

2 Stand der Wissenschaft

2.1 Bauwerksmanagementsysteme und Bauwerksprüfung im Brückenbau

2.1.1 Allgemeines

Im Folgenden wird das aktuelle Vorgehen der Bauwerksprüfung auf Grundlage von (DIN 1076 (1999-11)) erläutert und kurz auf seinen Kontext im deutschen 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).

2.1.2 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 Abbildung 2.1 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 Bauwerksüberwachung 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

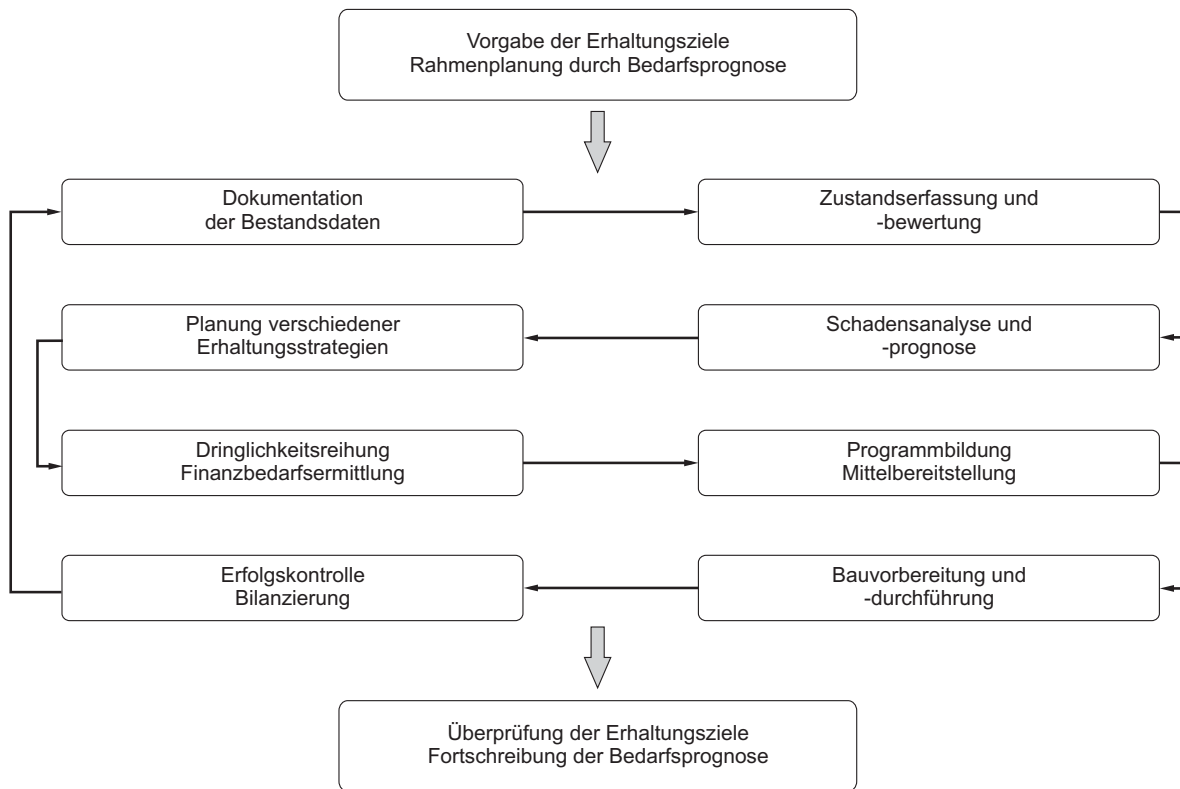


Abbildung 2.1: Ablaufdiagramm der systematischen Straßenerhaltung (nach Haardt 2002)

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

Die Bauwerksüberwachung gliedert sich in:

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

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, 2007-11) 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-Ingenieure), in welchem auch der Schadensbeispielkatalog der (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) hinterlegt ist. Im Anschluss an die Datenerfassung und Schadenserfassung gemäß (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) werden 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).

2.1.3 Brückenmanagementsystem PONTIS (USA)

Das am häufigsten verwendete Brückenmanagementsystem ist PONTIS (Strauss 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. 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).

2.1.4 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). Ziel 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 (Strauss et al. 2009) verwiesen.

2.1.5 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 eine Methode entwickelt, um Bauwerksmonitoring präventiv einzusetzen und durch wiederholte Systemzuverlässigkeitsanalysen die Monitoringintensität zu steuern, sowie 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 werden 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 (GZT) und damit zusammenhängend auf die Zuverlässigkeit des Bauwerks im GZT eingegangen. Hierfür wurden Grenzzustandsfunktionen für einige Schadensszenarien vorgestellt und durch Fehlerbäume zu einem Gesamtsystem verknüpft. Für diese Grenzzustandsfunktionen wurde ein Monitoringkonzept vorgestellt und das Vorgehen 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 noch ungeeignet erscheint.

2.1.6 Modell nach DAfStb/BMBF

In der ersten Förderphase des DAfStb-Verbundforschungsvorhabens „*Nachhaltiges Bauen mit Beton*“ wurde im Teilbereich A2 (Schießl, Mayer 2007) 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 Bauwerksprüfungen und während des Betriebs auftreten.

Anhand empirischer, deterministischer und probabilistischer Schädigungsmodelle soll die Zustandsentwicklung prognostiziert werden, wobei auf 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, es wird aber kein konkreter Lösungsvorschlag zu ihrer Berücksichtigung 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 („*Aussageschärfe*“) auf der anderen Seite 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 oben genannten 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 (Zintel et al. 2009) und (DAfStb 2011) wird 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.

2.2 Grundlagen der probabilistischen Methoden

2.2.1 Unschärfen und Streuungen

Zur Berechnung des Verhaltens von Bauwerken werden verschiedene Rechenmodelle verwendet, welche die Sicherheit, Zuverlässigkeit und die Nutzbarkeit der Bauwerke möglichst wirklichkeitsnah abbilden. Hierbei bedeutet laut (Rackwitz 2006b) die Sicherheit eine Abwesenheit von Gefährdung für Leib und Leben, die Zuverlässigkeit die Eigenschaft die vorgesehene Funktion für die beabsichtigte Zeit des Gebrauchs zu erfüllen und die Verfügbarkeit die Eigenschaft bei Gebrauch im nutzungsfähigen Zustand zu sein (nicht wegen Inspektions- und Wartungsarbeiten nicht zur Verfügung zu stehen).

Allerdings stellt jedes Modell lediglich eine Vereinfachung der Wirklichkeit dar und auch die einzelnen Modellparameter unterliegen Streuungen (Rackwitz 2006b), (Rackwitz, Zilch 2002), (Spaethe 1992), (Straub 2009b), (Faber 2009), (JCSS 2001). Diesen Unsicherheiten in Modellen und Parametern liegen unterschiedlichen Ursachen zugrunde. Laut (Straub 2009b) wird zwischen *aleatorischen* Unsicherheiten (welche aus zufälligen Prozessen entstehen) und *epistemischen* Unsicherheiten (welche aus unvollständigem Wissen entstehen) unterschieden. Während sich epistemische Unsicherheiten durch zusätzliche Informationen reduzieren lassen, ist dies bei aleatorischen Unsicherheiten nicht möglich. So sind die Unschärfen der Modelle epistemische Unsicherheiten und Variationen in Materialeigenschaften (E-Modul, Festigkeiten usw.) und Einwirkungen (Wind, Schnee, Temperatur, usw.) dem Grunde nach aleatorische Unsicherheiten. Zusätzlich weisen die Unschärfen in Einwirkung und Widerständen auch epistemische Anteile (statistische Unsicherheiten) auf, welche auf ungenügenden Informationen und unzureichenden Messungen beruhen.

Bei Berechnungen zur Sicherstellung von Sicherheit, Zuverlässigkeit und Nutzbarkeit von Bauwerken und Bauteilen sind diese Unsicherheiten zu berücksichtigen.

2.2.1.1 Eindimensionale Zufallsgrößen

Zur Beschreibung von Zufallsvariablen bedarf es Wahrscheinlichkeitsverteilungen. Hierbei ist laut (Straub 2009b) nach diskreten und kontinuierlichen Verteilungen zu unterscheiden. Eine Zufallsvariable X , die in Abhängigkeit des Zufalls (z.B. je nach Versuchsausgang) verschiedene Werte, die sogenannten Realisierungen x_1, x_2, \dots, x_n , annehmen kann, lässt sich durch die Verteilungsfunktion $F_X(x)$ vollständig charakterisieren:

$$F_X(x) = \Pr(X \leq x) \quad (2.1)$$

mit

\Pr Wahrscheinlichkeit (englisch: Probability)

Da jede Zufallsvariable weder Werte kleiner $-\infty$ bzw. größer $+\infty$ annehmen kann gilt:

$$\begin{aligned} F_X(-\infty) &= 0 \\ F_X(+\infty) &= 1 \end{aligned} \quad (2.2)$$

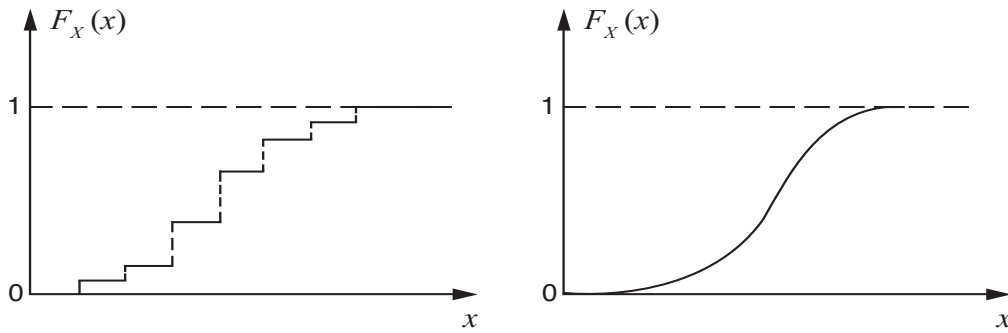


Abbildung 2.2: Diskrete Verteilungsfunktion (links) und kontinuierliche Verteilungsfunktion (rechts) (aus Spaethe 1992)

Die Wahrscheinlichkeit, dass X innerhalb eines Intervalls $x, x + dx$ liegt, lässt sich durch die Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion $f_X(x)$ darstellen:

$$f_X(x)dx = \Pr(x < X \leq x + dx) \quad (2.3)$$

Für kontinuierliche Zufallsgrößen besteht folgender Zusammenhang zwischen Verteilungsfunktion und Wahrscheinlichkeitsdichte:

$$f_X(x) = \frac{dF_X(x)}{dx} \quad (2.4)$$

$$F_X(x) = \int_{-\infty}^x f_X(x) dx \quad (2.5)$$

Die Fläche unter kontinuierlichen Wahrscheinlichkeitsdichten, von $-\infty$ und $+\infty$, ist stets gleich 1.

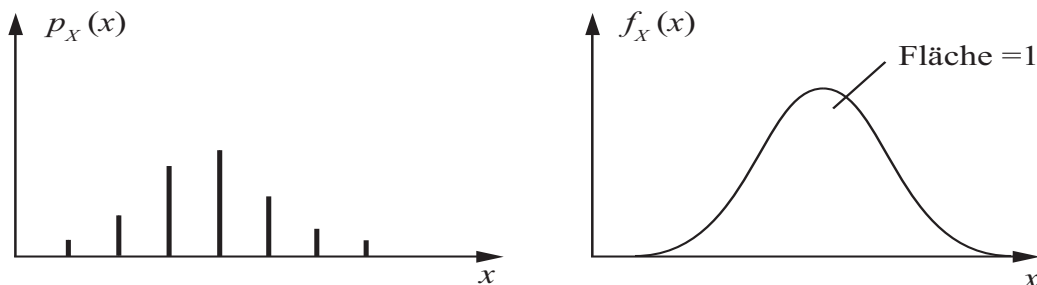


Abbildung 2.3: Diskrete Wahrscheinlichkeitsdichte (links) und kontinuierliche Wahrscheinlichkeitsdichte (rechts) (aus Spaethe 1992)

Da Verteilungsfunktionen oft nicht komplett bekannt sind, ihre Beschreibung zu aufwändig ist oder um Ungenauigkeiten und Verteilung einfacher zu kommunizieren bzw. zu interpretieren,

wurden partielle Beschreibungen von Zufallsvariablen als Darstellung mittels ihrer Momente eingeführt.

Als erstes Moment wird der Mittelwert μ_x bezeichnet, welcher folgendermaßen ermittelt wird:

$$\mu_x = \begin{cases} \sum_{\text{alle } x_i} x_i p(x_i) & \text{für diskrete Zufallsvariablen} \\ \int_{-\infty}^{\infty} x f(x) dx & \text{für kontinuierliche Zufallsvariablen} \end{cases} \quad (2.6)$$

Das zweite zentrale Moment ist die Varianz $Var[X]$, welche die Streuung der Zufallsvariablen um den Mittelwert beschreibt und folgendermaßen berechnet wird:

$$Var[X] = \sigma_x^2 = \begin{cases} \sum_{\text{alle } x_i} (x_i - \mu_x)^2 p(x_i) & \text{für diskrete Zufallsvar.} \\ \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu_x)^2 f(x) dx & \text{für kontinuierliche Zufallsvar.} \end{cases} \quad (2.7)$$

Zur besseren Interpretation der Streuung wird die Standardabweichung σ_x verwendet, die analog der Varianz die gleiche Dimension wie X aufweist.

$$\sigma_x = \sqrt{Var[X]} \quad (2.8)$$

Ein weiterer Parameter zur Darstellung der Streuungen ist der dimensionslose Variationskoeffizient V_x , der das Verhältnis von Standardabweichung und Mittelwert darstellt:

$$V_x = \frac{\sigma_x}{|\mu_x|} \quad (2.9)$$

Allerdings ist die Verwendung des Variationskoeffizienten nur für Zufallsvariablen mit Mittelwert ungleich Null geeignet.

Um Streuungen von Einwirkungen und Widerständen zu berücksichtigen, werden Berechnungen im konstruktiven Ingenieurbau meist mit den charakteristischen Werten der Parameter durchgeführt. Diese geben an, für welche Werte $x_i = x_p$ eine gewünschte Wahrscheinlichkeit p unterschritten oder erreicht wird (Zilch, Zehetmaier 2010) und werden auch als p -Quantil bezeichnet. Das p -Quantil ist demnach die Fläche links von x_p unterhalb der Verteilungsdichte. Für den Fall normalverteilter Parameter lässt sich der Quantilwert x_p mithilfe von Quantilfaktoren K_p folgendermaßen berechnen:

$$x_p = \mu_x + K_p \cdot \sigma_x = \mu_x + K_p \cdot V_x \cdot \mu_x \quad (2.10)$$

Für die im Allgemeinen für die Bemessung wichtigen 5%- und 95%- Quantile ergeben sich die Quantilfaktoren zu $K_{p=0,05} = -1,645$ und $K_{p=0,95} = 1,645$ (DIBt 1986).

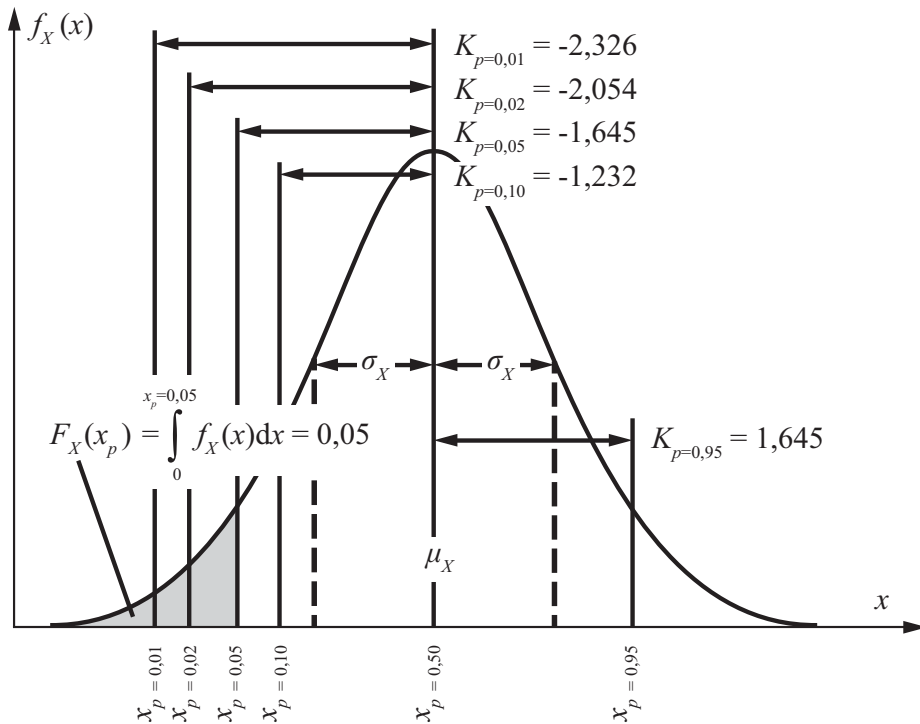


Abbildung 2.4: Quantilwerte und Quantilfaktoren für eine Normalverteilung (nach Zilch, Zehetmaier 2010)

Um immer wieder auftretende Wahrscheinlichkeitsverteilungen einfacher abbilden zu können werden diese durch analytische Funktionen beschrieben, welche in der Literatur zu finden sind. Zur Darstellung von Unsicherheiten im Bauingenieurwesen werden gemäß (Rackwitz, Zilch 2002) am häufigsten die folgenden analytischen Verteilungsfunktionen verwendet:

Tabelle 2.1: Wahrscheinlichkeitsverteilungen im Bauingenieurwesen (aus Braml 2010, nach Rackwitz, Zilch 2002)

Zufallsvariable	Verteilungsfunktion	Beispiele
Ständige Lasten	Normalverteilung	Eigengewicht einer Konstruktion
Veränderliche Einwirkungen Die Einzelwerte aus denen die Extremwerte gewonnen werden weisen einen großen Umfang auf.	Extremwertverteilung (Gumbel-Verteilung)	Extremwerte für Verkehrslasten auf Brücken bei lang andauernden Messungen
Veränderliche Einwirkungen Die Extremwerte werden aus einem kleinen Stichprobenumfang gewonnen.	Gammaverteilung	Augenblickliche Verkehrslasten und Straßenverkehrslasten, Schneelasten
Festigkeitsgrößen Als Resultat von Mittelungsvorgängen	Normalverteilung	Druck- und Zugfestigkeit von Beton und Stahl

Festigkeitsgrößen	Log-Normalverteilung	Fließspannung von Stahl
Abmessungen	Normalverteilung	Geometrische Abmessungen
Lebensdauer bei Ermüdung	Weibull-Verteilung	Ermüdungsfestigkeit von Stahl, Festigkeit von Holz

Zur Modellierung der genannten Wahrscheinlichkeitsverteilungen sei auf die einschlägige Fachliteratur verwiesen (Rackwitz 2006b), (Rackwitz, Zilch 2002), (Plate 1993), (Spaethe 1992), (Schneider 1994), (Faber 2009) und (Straub 2009b, Straub 2010).

2.2.1.2 Mehrdimensionale Zufallsgrößen

Lässt sich das Verhalten eines Bauwerkes oder Bauteils (z.B. Verschiebungen) durch mehrere zufällige Größen $X = [X_1, X_2, \dots, X_n]^T$ (Zufallsvektor) beschreiben, kann dies auch durch eine zugehörige gemeinsame Verteilungsfunktion dargestellt werden:

$$F_X(x) = F_X(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (2.11)$$

Wenn alle Variablen stetig sind, lässt sich auch die Verteilungsdichte angeben:

$$f_X(x) = f_X(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (2.12)$$

Essentiell für Berechnungen mit mehrdimensionalen Zufallsgrößen ist die statistische Unabhängigkeit aller betrachteten Zufallsgrößen. Im 2-dimensionalen Fall gelten die Zufallsgrößen als unabhängig wenn gilt (Spaethe 1992):

$$f_{X_1|X_2}(x_1|x_2) = f_{X_1}(x_1) \quad (2.13)$$

mit

$f_{X_1|X_2}(x_1|x_2)$ bedingte Wahrscheinlichkeit für x_1 , gegeben x_2

Entsprechend kann im 2-dimensionalen Fall die Verteilungsdichte eines Zufallsvektors mit gegenseitig unabhängigen Komponenten gleich dem Produkt der einzelnen Verteilungsdichten berechnet werden:

$$f_X(x_1, x_2) = f_{X_1}(x_1) \cdot f_{X_2}(x_2) \quad (2.14)$$

Bei einer Beschreibung von Zufallsvariablen durch die ersten beiden zentralen Momente (Mittelwert und Varianz, bzw. Standardabweichung) lässt sich das Verhältnis der Zufallsvariablen zueinander auch durch die Kovarianz COV_{X_1, X_2} darstellen:

$$COV_{X_1, X_2} = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} (x_1 - \mu_{X_1}) \cdot (x_2 - \mu_{X_2}) \cdot f_{X_1, X_2}(x_1, x_2) dx_1 dx_2 \quad (2.15)$$

Mittels der Kovarianz lassen sich lineare Abhängigkeiten zweier Zufallsvariablen darstellen. Zum besseren Verständnis wird die Kovarianz oft durch die Standardabweichungen σ_x normiert und wird somit zum Korrelationskoeffizient ρ_{x_1, x_2} (Bronstein, Semendjajew 1982):

$$\rho_{x_1, x_2} = \frac{COV_{x_1, x_2}}{\sigma_{x_1} \cdot \sigma_{x_2}} \quad (2.16)$$

Der Korrelationskoeffizient nimmt im Falle perfekter linearer Abhängigkeit die Werte +1 oder -1 an und im Falle keiner Korrelation den Wert 0. Zwei unabhängige Zufallsgrößen sind stets unkorreliert, jedoch sind unkorrelierte Zufallsgrößen nicht automatisch unabhängig.

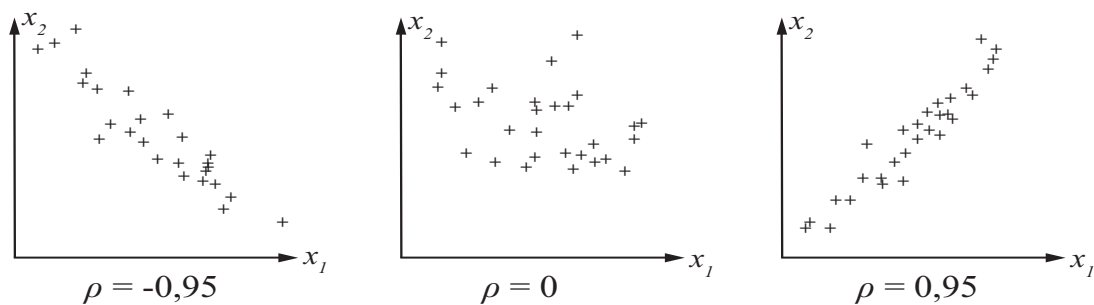


Abbildung 2.5: Korrelationskoeffizient ρ für Stichproben einer zweidimensionalen, normalverteilten Zufallsgröße (nach Spaethe 1992)

Um mit mehrdimensionalen Wahrscheinlichkeiten effizient rechnen zu können, können auch für die mehrdimensionalen Verteilungen die Momente (Mittelwert, Varianz bzw. Standardabweichung) berechnet werden.

Für eine Zufallsvariable Z , die als allgemeine stetige Funktion durch n Zufallsvariablen X_1, X_2, \dots, X_n gebildet wird:

$$Z = g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (2.17)$$

lässt sich gemäß (Plate 1993) für Summen von Zufallsvariablen der Mittelwert (1. Moment) berechnen zu:

$$\mu_Z = \sum_{i=1}^n \mu_{X_i} \quad (2.18)$$

Die Varianz σ_Z^2 ist für unkorrelierte Zufallsvariablen wie folgt zu berechnen:

$$\sigma_Z^2 = \sum_{i=1}^n \sigma_{X_i}^2 \quad (2.19)$$

Für korrelierte Zufallsvariablen ergibt sich die Varianz σ_Z^2 zu:

$$\sigma_Z^2 = \sum_{i=1}^n \sigma_{X_i}^2 + \sum_{i=1}^n \left\{ \sum_{j=1}^n COV_{X_i, X_j} \cdot (1 - \delta_{ij}) \right\} \quad (2.20)$$

mit

COV_{X_i, X_j} Kovarianz; $COV_{X_i, X_j} = \rho_{X_i, X_j} \cdot \sigma_{X_i} \cdot \sigma_{X_j}$

δ_{ij} Funktion mit der Eigenschaft $\begin{cases} \delta_{ij} = 0 & \text{für } i \neq j \\ \delta_{ij} = 1 & \text{für } i = j \end{cases}$

ρ_{xixj} Korrelationskoeffizient

Falls die Korrelationen zwischen den einzelnen Zufallsvariablen unbekannt sind, kann eine Obergrenze der Standardabweichung folgendermaßen berechnet werden:

$$\sigma_Z = \sum_{i=1}^n \sigma_{X_i} \quad (2.21)$$

Dieses Vorgehen wird beispielsweise in der Erdbebenbemessung bei der Überlagerung der einzelnen Schwingungsmoden zur Abschätzung einer oberen Grenze des Maximalwertes angewandt (Chopra 2001).

Während die oben erläuterten Rechenregeln für Summen aus mehreren Zufallsvariablen gelten, lassen sich lineare Funktionen mehrerer Zufallsvariablen wie folgt berechnen.

Der Mittelwert μ_Z lässt sich gemäß der zugrunde liegenden Funktion berechnen:

$$\mu_Z = g(\mu_{X_1}, \mu_{X_2}, \dots, \mu_{X_m}) \quad (2.22)$$

und die Varianz σ_Z^2 zu:

$$\sigma_Z^2 = \sum_j a_j^2 \cdot \sigma_{X_j}^2 + \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n a_i \cdot a_j COV_{X_i, X_j} \cdot (1 - \delta_{ij}) \quad (2.23)$$

mit

$a_j = \left. \frac{\partial Z}{\partial X_j} \right|_{\mu_x}$ partielle Ableitung der mehrdimensionalen Zufallsvariablen Z

Für das Beispiel eines Produktes $Z = X_1 \cdot X_2$ aus zwei Zufallsvariablen X_1 und X_2 mit dem Mittelwerten μ_{X_1} und μ_{X_2} und den Standardabweichungen σ_{X_1} und σ_{X_2} lässt sich der Mittelwert μ_Z folgendermaßen berechnen (Plate 1993):

$$\mu_Z = \mu_{X_1} \cdot \mu_{X_2} \quad (2.24)$$

Die Standardabweichung ist im unkorrelierten Fall:

$$\begin{aligned}\sigma_Z &= \sqrt{a_{X_1}^2 \cdot \sigma_{X_1}^2 + a_{X_2}^2 \cdot \sigma_{X_2}^2} = \sqrt{\left(\frac{\partial Z}{\partial X_1}\right)^2 \cdot \sigma_{X_1}^2 + \left(\frac{\partial Z}{\partial X_2}\right)^2 \cdot \sigma_{X_2}^2} \\ &= \sqrt{\mu_{X_2}^2 \cdot \sigma_{X_1}^2 + \mu_{X_1}^2 \cdot \sigma_{X_2}^2}\end{aligned}\quad (2.25)$$

2.2.2 Probabilistische Bemessung und Nachweisführung

Um die Sicherheit, Zuverlässigkeit und Nutzbarkeit von Bauwerken zu ermitteln sind Grenzzustandsgleichungen zu definieren, welche für den betrachteten Zustand (z.B. Tragfähigkeit) Einwirkungen E und Widerstände R gegenüberstellen:

$$g(R, E) = R - E \quad (2.26)$$

Die Grenzzustandsgleichung trennt den akzeptierten Bereich vom Versagensbereich ab. Versagen F (englisch: failure) tritt ein, wenn der Wert der Grenzzustandsgleichung kleiner Null ist. Gemäß dieser Definition lässt sich die Versagenswahrscheinlichkeit wie folgt berechnen:

$$\Pr(F) = p_f = \Pr[g(R, E) \leq 0] \quad (2.27)$$

Somit kann für alle Kombinationen der möglichen Realisationen der Eingangsparameter eine Realisierung in der Grundgesamtheit möglicher Ergebnisse angenommen werden. Für jede Realisierung in der Grundgesamtheit muss nun bestimmt werden, ob sie kleiner oder größer Null ist und somit ein Versagen vorliegt oder nicht. Für den zweidimensionalen Fall mit den beiden Basisvariablen R und E ist der Versagensbereich in Abbildung 2.6 dargestellt und die Versagenswahrscheinlichkeit lässt sich mit dem sogenannten Faltungsintegral folgendermaßen ermitteln:

$$\Pr(F) = p_f = \iint_{\{g(R,E) \leq 0\}} f_{R,E}(r, e) dr de = \int_{-\infty}^{+\infty} f_E(e) F_R(e) de \quad (2.28)$$

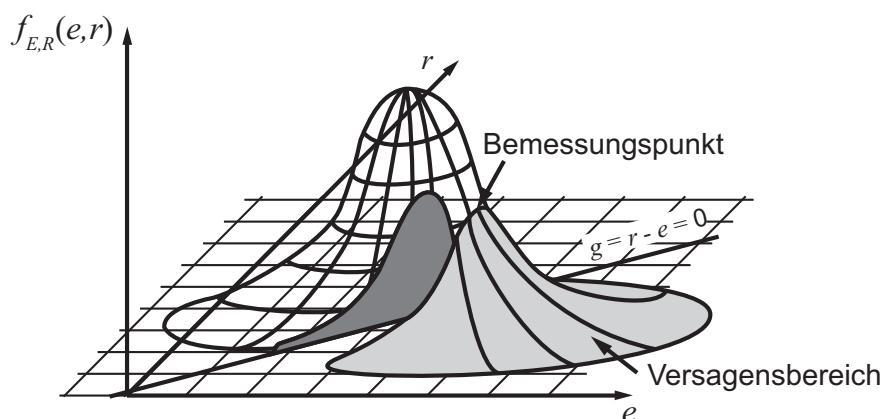


Abbildung 2.6: Darstellung der Versagenswahrscheinlichkeit als Integral von $f_{R,E}(r, e)$ im Versagensbereich $g(R, E) \leq 0$ (nach Schneider 1994)

Da das Faltungsintegral in Gleichung (2.28) nur für einfache Fälle mit wenigen Basisvariablen analytisch lösbar ist, wurden in der Vergangenheit verschiedene numerische Lösungs- und Simulationsverfahren, sowie Näherungsverfahren entwickelt. Diese lassen sich laut (Rackwitz 1976) in drei Kategorien, in Abhängigkeit des Vereinfachungsgrades, einteilen:

- Level-I-Verfahren: Deterministischer Nachweis der Zuverlässigkeit mittels charakteristischer Werte der Eingangsparameter und Teilsicherheitsbeiwerten. (siehe DIN 1055-100 (2001-03))
- Level-II-Verfahren: Näherungsverfahren, welche das Versagen im Bemessungspunkt angenähert berechnen (Momentenmethode, First oder Reliability Method (FORM), Second Order Reliability Method (SORM), Antwortflächenverfahren)
- Level-III-Verfahren: Das Faltungsintegral wird mittels numerischer Integrations- oder Simulationsverfahren (z.B. Monte-Carlo-Simulation) probabilistisch exakt gelöst.

Da die Level-I-Verfahren aus der allgemeinen Bemessungspraxis hinreichend bekannt sind, werden im Folgenden lediglich die Näherungsverfahren (Level-II) und die probabilistisch exakten Verfahren (Level-III) näher erläutert.

Für die Grenzzustandsgleichung $G = R - E$ mit unabhängigen und normalverteilten Basisvariablen R und E lässt sich die Versagenswahrscheinlichkeit am einfachsten durch die Momentenmethode nach (Basler 1960) und (Cornell 1969) ermitteln. Zur Berechnung werden die beiden ersten Momente Mittelwert μ und Standardabweichung σ der Basisvariablen R und E herangezogen und aus der Grenzzustandsgleichung die sogenannte Sicherheitsmarge $M = R - E$ entwickelt. Für normalverteilte Basisvariablen R und E ist M ebenso normalverteilt und die ersten beiden statistischen Momente lassen sich folgendermaßen berechnen:

$$\mu_M = \mu_R - \mu_E \quad (2.29)$$

$$\sigma_M = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2} \quad (2.30)$$

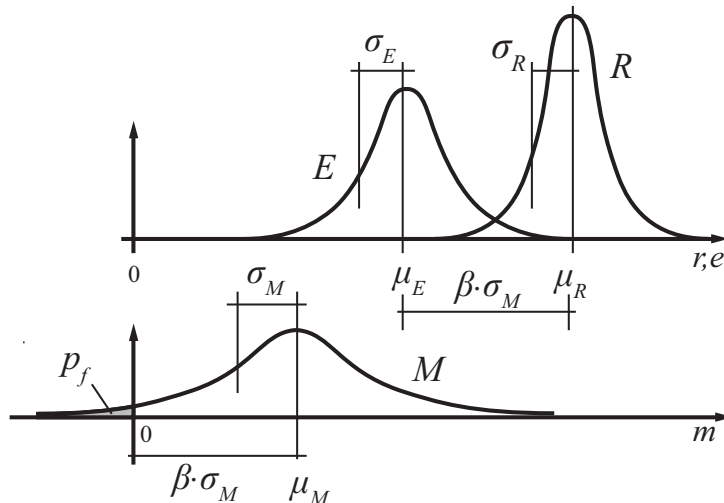


Abbildung 2.7: Verteilungsdichten von Einwirkung E , Widerstand R und Sicherheitsmarge M (nach Schneider 1994)

Wie in Abbildung 2.7 zu erkennen, ist die Versagenswahrscheinlichkeit nun durch Integration der Fläche unterhalb der normalverteilten Dichtefunktion der Sicherheitsmarge M zu bestimmen. Die Versagenswahrscheinlichkeit kann aber ebenso über die Standardnormalverteilung Φ wie folgt berechnet werden:

$$\Pr(F) = p_f = \Phi\left(-\frac{\mu_M}{\sigma_M}\right) = \Phi(-\beta) \quad (2.31)$$

mit

$$\beta \quad \text{Zuverlässigkeitsindex nach (Cornell 1969)} = \frac{\mu_M}{\sigma_M}$$

Der Zuverlässigkeitsindex β beschreibt einen Faktor auf die Standardabweichung der Sicherheitsmarge M zur Darstellung des Abstandes zwischen dem Nullpunkt und dem Mittelwert der Zufallsvariablen M (siehe Abbildung 2.7). Der Zusammenhang zwischen Zuverlässigkeitsindex β und Versagenswahrscheinlichkeit p_f lässt sich über die Standardnormalverteilung bestimmen. Der Zuverlässigkeitsindex β nimmt mit abnehmender Versagenswahrscheinlichkeit p_f zu (siehe Abbildung 2.8).

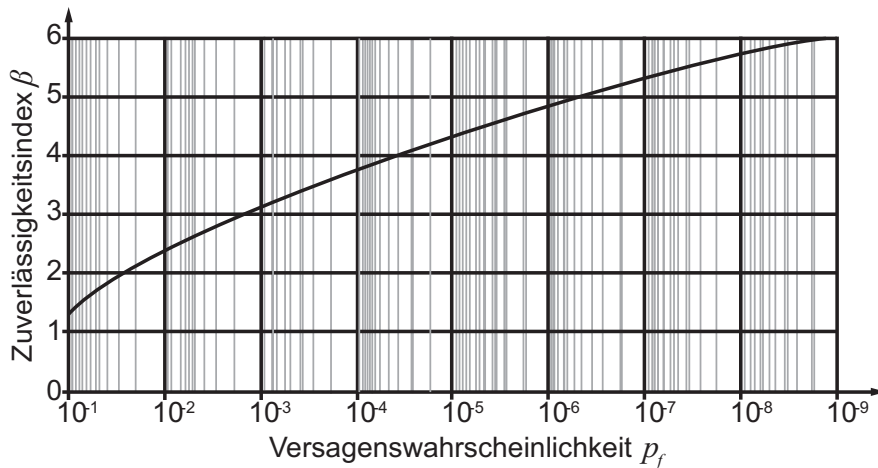


Abbildung 2.8: Beziehung von Versagenswahrscheinlichkeit p_f zum Zuverlässigkeitsindex β

Die Berechnung des Zuverlässigkeitsindex β nach Cornell ist zwar sehr einfach, hat aber den entscheidenden Nachteil, dass er von der speziellen Formulierung der Sicherheitsmarge M abhängt und für äquivalente mathematische Formulierungen unterschiedliche Werte ergibt (Madsen et al. 1986). Dieses Invarianzproblem wurde in (Hasofer, Lind 1974) durch eine Transformation der Basisvariablen vom Originalraum (x-Raum) in den Raum der standardisierten Zufallsgrößen (y-Raum) gelöst. Hierzu werden die Basisvariablen R und E auf U_1 und U_2 standardisiert (Schneider 1994):

$$U_1 = \frac{R - \mu_R}{\sigma_R} \quad \rightarrow \quad R = U_1 \cdot \sigma_R + \mu_R \quad (2.32)$$

$$U_2 = \frac{E - \mu_E}{\sigma_E} \quad \rightarrow \quad E = U_2 \cdot \sigma_E + \mu_E \quad (2.33)$$

Die beiden neuen Zufallsvariablen, mit Mittelwert 0 und Standardabweichung 1 bilden nun einen rotationssymmetrischen Hügel im Koordinatenursprung, wodurch alle Höhenkurven (Orte mit gleicher Wahrscheinlichkeit) konzentrische Kreise bilden. Die Grenzzustandsfunktion $G = R - E$ geht nun nicht mehr durch den Koordinatenursprung und lässt sich durch Einsetzen von Gleichung (2.32) und (2.33) wie folgt darstellen:

$$\begin{aligned} G = R - E &= (U_1 \cdot \sigma_R + \mu_R) - (U_2 \cdot \sigma_E + \mu_E) = 0 \\ &= (\mu_R - \mu_E) + U_1 \cdot \sigma_R - U_2 \cdot \sigma_E = 0 \end{aligned} \quad (2.34)$$

Durch die Hessesche Normalform lässt sich nun der kürzeste Abstand der Geraden zum Koordinatenursprung wiederum als Zuverlässigkeitsindex β berechnen:

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} \quad (2.35)$$

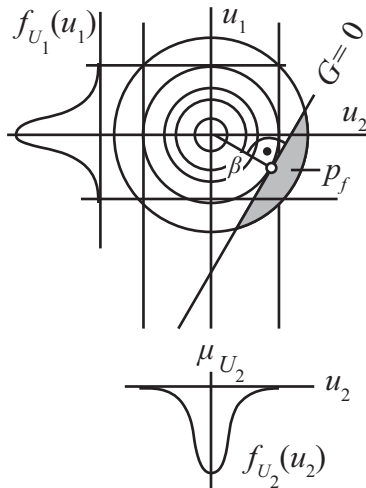


Abbildung 2.9: Definition des Zuverlässigkeitsindex β im standardisierten Normalenraum nach (Hasofer, Lind 1974)

Augenscheinlich ergibt sich der Zuverlässigkeitsindex analog zur Herangehensweise nach Cornell. Allerdings ist die Transformation von Hasofer/Lind Voraussetzung für die Erweiterung des allgemeinen Zuverlässigkeitsproblems auf mehrere Variable, als auch auf nichtlineare Funktionen und beliebige Verteilungstypen. Weiterführend seien die Methoden der Zuverlässigkeitstheorie erster Ordnung (englisch: First Order Reliability Method FORM) genannt, welche nicht normalverteilte Basisvariablen in äquivalente Normalverteilungen überführen und durch lineare Approximation der Grenzzustandsfunktion am Bemessungspunkt den Zuverlässigkeitsindex ermitteln (z.B. Rackwitz, Fießler 1978). Für nichtlineare Grenzzustandsfunktionen sei auf die Zuverlässigkeitstheorie zweiter Ordnung (englisch: Second Order Reliability Method SORM) verwiesen, welche die Grenzzustandsfunktion durch eine Taylor-Reihe bis ins zweite Glied annähert. Eine didaktisch wertvolle Einführung in die oben genannten Verfahren findet sich in (Schneider 1994), während detaillierte Beschreibungen in der einschlägigen Fachliteratur zu finden sind (Rackwitz 2006b), (Spaethe 1992), (Melchers 1999).

Eine weitere Möglichkeit das Zuverlässigkeitsproblem zu lösen, sind die als Level-III-Verfahren bekannten numerischen Simulations- und Integrationsverfahren. Während die oben erläuterten Level-II-Verfahren Näherungsverfahren für die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit darstellen, kann durch numerische Integrationsverfahren das Faltungsintegral exakt gelöst werden. Allerdings ist dies nur für einfache Sonderfälle mit einer geringen Anzahl von Zufallsvariablen möglich (Six 2001).

Eine weiteres Level-III-Verfahren, welches intuitiv leicht zu verstehen ist und für beliebige Wahrscheinlichkeitsverteilungen der Basisvariablen und beliebige nichtlineare Grenzzustandsgleichungen, ob implizit oder explizit, geeignet ist, ist die Monte-Carlo-Simulation (MCS) (Rubinstein 1981). Durch Umstellung des allgemeinen Faltungsintegrals kann die Versagenswahrscheinlichkeit $\Pr(F)$ abgeschätzt werden:

$$\begin{aligned} \Pr(F) &\approx \Pr(F)_{MCS} = \int_{g(X) \leq 0} f_X(x) dx = \int_X I[g(X) \leq 0] f_X(x) dx \\ &= \frac{1}{N_{MCS}} \sum_{i=1}^N I[g(x_i) \leq 0] = \frac{N_F}{N_{MCS}} \end{aligned} \quad (2.36)$$

mit

$I[\dots]$ Indikatorfunktion, welche den Wert 1 oder 0 annimmt, je nachdem ob der Klammerausdruck „wahr“ bzw. „falsch“ ist.

N_{MCS} Anzahl der Simulationen

N_F Anzahl der Ereignisse mit $I[g(x_i)] = 1$

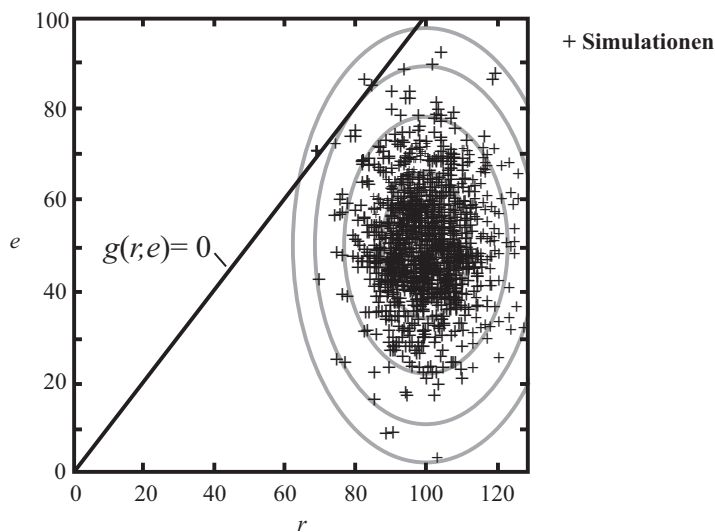


Abbildung 2.10: Darstellung der Monte-Carlo-Simulation für die Grenzzustandsfunktion $G = R - E$ (nach Straub 2009b)

Für jede Basisvariable wird mittels eines Zufallsgenerators eine Realisation auf Basis der zugrunde liegenden Wahrscheinlichkeitsdichte gewählt. Wird nun für jede Basisvariable der generierte Wert in die Grenzzustandsfunktion eingesetzt, lässt sich hieraus eine zufällige Realisation der mehrdimensionalen Verteilungsdichtefunktion ermitteln, welche für das Beispiel in Abbildung 2.10 durch Kreuze dargestellt sind. Alle Simulationen im Bereich $g(r, s) \leq 0$ sind Versagensereignisse und ergeben dividiert durch die Anzahl aller durchgeführten Simulationen die approximierte Versagenswahrscheinlichkeit.

Da Zufallsgeneratoren in der Regel nur gleichverteilte Zufallszahlen zwischen 0 und 1 generieren, müssen mittels inverser kumulativer Verteilungsfunktionen die gleichverteilten Zufallszahlen in $F(x)$ -verteilte Zufallszahlen umgewandelt werden. In Abbildung 2.11 ist dargestellt, wie sich aus den auf der Ordinatensachse aufgetragenen gleichverteilten Zufallszahlen r_n durch die inverse Verteilungsfunktion $F^{-1}(x)$ die jeweiligen Realisierungen x_n berechnen

lassen. Dies lässt sich für alle stetigen Verteilungstypen, für die inverse Verteilungsfunktionen bekannt sind, durchführen.

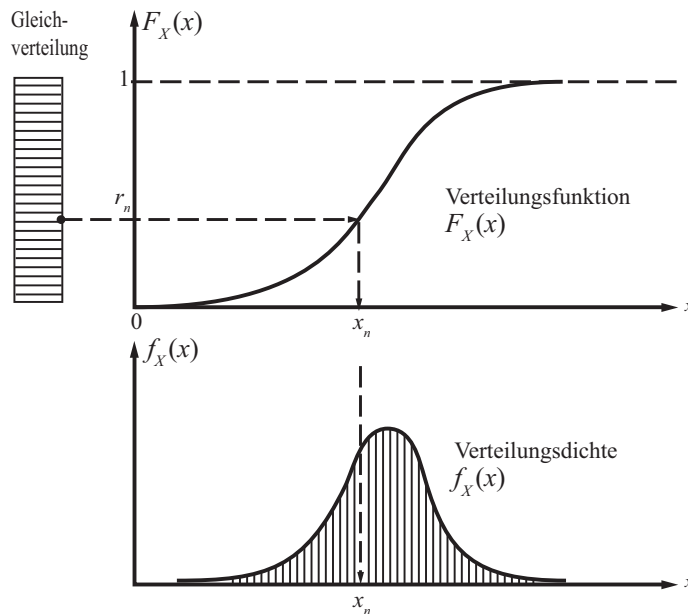


Abbildung 2.11: Transformation von gleichverteilten Zufallszahlen nach $F(x)$ verteilten Zufallszahlen, durch die Methode der inversen Verteilungsfunktion (nach Spaethe 1992)

Essentiell für die Monte-Carlo-Simulation ist die Qualität der Zufallszahlen. In der Regel wird hierzu ein Pseudozufallszahlengenerator verwendet, welcher als linearer Kongruenzgenerator funktioniert (z.B. Funktion „rand()“ in der C++ Entwicklungsumgebung visual studio (Microsoft 2010)). Ausgehend von einem Startwert, dem sogenannten „seed“ wird durch mathematische Operationen die nächste Zufallszahl berechnet. Da die erzeugten Zufallszahlen alle vom Initialwert abhängig sind, sind die weiteren Zufallszahlen reproduzierbar. Um dies zu vermeiden ist es sinnvoll den Startwert mit der Systemzeit zu initialisieren um eine zufällige Zahlenfolge zu generieren. Ein weiterer Problempunkt ist die Wiederholung der Zufallszahlen nach einer gewissen Anzahl an Aufrufen (Periode). Da die Länge der Periode in der im weiteren Verlauf der Arbeit verwendeten Entwicklungsumgebung 2^{31} beträgt, wird dieses Problem nicht weiter berücksichtigt. Eine weitere Fehlerquelle bei der Anwendung von Pseudozufallszahlengeneratoren ist die Tatsache, dass die Zufallszahlen meist durch den Modulo (Division mit Rest) der generierten Zufallszahl, dividiert durch die maximal gewünschte Zufallszahl, auf den gewünschten Wertebereich normiert werden. D.h. zum Beispiel für ganzzahlige Zufallszahlen, dass die vom Zufallszahlengenerator generierte Zufallszahl (für die Funktion rand() von 0 bis 32767) durch die maximal gewünschte Zufallszahl mit Rest dividiert wird und dieser Rest dann die Zufallszahl ergibt. Da aber in den seltensten Fällen die maximale ursprüngliche Zufallszahl (0 bis 32767) ein Vielfaches der Anzahl der möglichen Zufallszahlen ist, kommt es durch die Division mit Rest zu einer Häufung kleiner Zufallszahlen. Um diesen Effekt zu umgehen werden Zufallszahlen aus dem Endbereich des Zufallszahlengenerators

nicht für die Berechnung der Zufallszahlen im gewünschten Bereich berücksichtigt (Marc++us 2007).

Wenn der verwendete Zufallszahlengenerator nun möglichst gleichverteilte Zufallszahlen mit möglichst geringer Korrelation zwischen aufeinanderfolgenden Werten generiert, nähert sich die approximierte Versagenswahrscheinlichkeit $\Pr(F)_{MCS}$ für eine unendliche Anzahl an durchgeführten Simulationen dem exakten Wert $\Pr(F)$ an. Die Genauigkeit der Schätzung kann in Abhängigkeit der Anzahl durchgeführter Simulationen wie folgt berechnet werden (Straub 2009b):

$$\sigma_{MCS} = \sqrt{\frac{\Pr(F) - [\Pr(F)]^2}{N}} \quad (2.37)$$

mit

σ_{MCS} Standardabweichung der Monte-Carlo-Simulation in Abhängigkeit der Versagenswahrscheinlichkeit $\Pr(F)$ und der Anzahl der durchgeführten Simulationen N

Da der wahre Wert der Versagenswahrscheinlichkeit üblicherweise nicht bekannt ist, kann die Standardabweichung auch mit der approximierten Versagenswahrscheinlichkeit $\Pr(F)_{MCS}$ aus Gleichung (2.36) berechnet werden. In (Straub 2009b) wird als Faustregel für die benötigte Anzahl an Simulationen mindestens empfohlen:

$$N = \frac{10}{\Pr(F)_{MCS}} \quad (2.38)$$

Für die im Bauwesen üblicherweise maximal zulässigen Versagenswahrscheinlichkeiten im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) mit sehr kleinen Werten ($\sim 10^{-4} - 10^{-6}$) ergibt sich demnach eine erhebliche Anzahl an erforderlichen Simulationen, was je nach Grenzzustandsfunktion zu unakzeptabel langen Rechenzeiten führen kann. Um dem entgegen zu wirken wurden in der Vergangenheit verschiedene varianzmindernde Simulationsverfahren, wie Importance Sampling, Latin-Hypercube Sampling, quasi-random Sampling, usw., entwickelt, worauf im Rahmen dieser Arbeit aber nicht weiter eingegangen wird. Siehe hierzu u.a. (Rackwitz 2006b), (Rubinstein 1981), (Melchers 1999), (Six 2001), (Schwuchow 2009).

2.2.3 Operative Versagenswahrscheinlichkeiten für Bestandsbauwerke

Da die mit den in Kapitel 2.2.2 vorgestellten Methoden berechneten Wahrscheinlichkeiten stets als Näherung zu betrachten sind und auch nur das rechnerische Versagen abbilden können, ohne die Anteile aus menschlichen Fehlhandlungen zu berücksichtigen, wird die berechnete Wahrscheinlichkeit auch als operative Versagenswahrscheinlichkeit bezeichnet (Spaethe 1992). Die operative Versagenswahrscheinlichkeit drückt demnach nicht die tatsächliche Versagenswahrscheinlichkeit aus, sondern ist vielmehr als Maßstab und Vergleichsgröße für Zuverlässigkeitsbetrachtungen zu sehen. In der vorliegenden Arbeit wird der Einfachheit halber meist nur von Versagenswahrscheinlichkeit gesprochen, es ist allerdings stets die operative Versagenswahrscheinlichkeit gemeint.

Da es keine absolute Sicherheit gibt (Grünberg 2004) ist die Festlegung der zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit stets ein Optimierungsproblem zwischen hohen Sicherheitsanforderungen und daraus folgendem hohen materiellen Bauaufwand auf der einen Seite und niedrigen Sicherheitsanforderungen und daraus folgenden niedrigen Baukosten, aber möglicherweise erhöhten Unterhalts und Schadenskosten auf der anderen Seite.

Die maximal zulässigen Versagenswahrscheinlichkeiten sind in Deutschland aktuell in (DIN EN 1990 (2010-12)) geregelt (siehe Tabelle 2.2). Dabei werden Zielwerte für verschiedene Zuverlässigkeitsklassen (RC) angegeben. Diese Zuverlässigkeitsklassen sind direkt verknüpft mit Schadensfolgeklassen (CC), die das Tragwerk und seine Teile nach den Folgen für Menschenleben, aber auch nach den wirtschaftlichen, sozialen und umweltbeeinträchtigenden Folgen einordnen.

Tabelle 2.2: Empfehlungen für Mindestwerte des Zuverlässigkeitsindex β (aus DIN EN 1990 (2010-12))

Zuverlässigkeits-Klassen	Mindestwert für β	
	Bezugszeitraum 1 Jahr	Bezugszeitraum 50 Jahre
RC 3	$\beta = 5,2 \left(p_f \approx 10^{-7} \right)$	$\beta = 4,3 \left(p_f \approx 8,5 \cdot 10^{-6} \right)$
RC 2	$\beta = 4,7 \left(p_f \approx 10^{-6} \right)$	$\beta = 3,8 \left(p_f \approx 7 \cdot 10^{-5} \right)$
RC 1	$\beta = 4,2 \left(p_f \approx 10^{-5} \right)$	$\beta = 3,3 \left(p_f \approx 5 \cdot 10^{-4} \right)$

Als Grundlage der genannten Werte ist in Deutschland die GruSiBau (GruSiBau 1981) zu sehen (siehe hierzu auch König et al. 1982). Dort sind für verschiedene Sicherheitsklassen Zuverlässigkeitsindizes für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit genannt. Die Sicherheitsklassen berücksichtigen analog der Schadensfolge- und Zuverlässigkeitsklassen in (DIN EN 1990 (2010-12)) die Gefährdung von Menschenleben und wirtschaftliche Folgen. Die Werte in GruSiBau wurden seinerzeit durch Kalibrierung an bereits ausgeführten Bauwerken festgelegt und orientieren sich somit am bestehenden Sicherheitsniveau.

Sämtlichen Zielwerten für die operative Versagenswahrscheinlichkeit ist gemein, dass sie stets für einen Bezugszeitraum angegeben sind. Da einige Widerstände, aber vor allem einige Einwirkungen stark vom betrachteten Bezugszeitraum abhängig sind, muss auch die maximale operative Versagenswahrscheinlichkeit an diese Zeitabhängigkeiten angepasst wer-

den. Die Versagenswahrscheinlichkeit lässt sich auf Basis der 1-jährigen Werte für einen Bezugszeitraum von $T = n$ Jahren näherungsweise wie folgt berechnen (Plate 1993):

$$p_{fn} = 1 - (1 - p_{f1})^n \quad (2.39)$$

mit

p_{fn} Versagenswahrscheinlichkeit für einen Bezugszeitraum $T = n$ Jahre

p_{f1} Versagenswahrscheinlichkeit für einen Bezugszeitraum $T = 1$ Jahr

Der Zuverlässigkeitsindex berechnet sich auf Basis eines 1-jährigen Bezugszeitraums zu

$$\beta_n = \Phi^{-1} \left[\Phi(\beta_1)^n \right] \quad (2.40)$$

mit

β_n Zuverlässigkeitsindex für einen Bezugszeitraum $T = n$ Jahre

β_1 Zuverlässigkeitsindex für einen Bezugszeitraum $T = 1$ Jahr

Φ Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung

Die in Tabelle 2.2 genannten Werte sind für den Neubau von Bauwerken entwickelt worden und nur bedingt für Bestandsbauwerke geeignet, da die nachträgliche Erhöhung der Sicherheit bei Bestandsbauwerken im Vergleich zu Neubauten ein Vielfaches an Kosten verursachen würde. Diesem Ansatz folgt der „Probabilistic Model Code“ (JCSS 2001). Dort sind Zielzuverlässigkeiten für verschiedene Konsequenzklassen in Abhängigkeit von Kosten zur Erhöhung der Tragwerkszuverlässigkeit angegeben (siehe Tabelle 2.3).

Tabelle 2.3: Zielzuverlässigkeiten für den Grenzzustand der Tragfähigkeit für einen 1-jährigen Bezugszeitraum (nach (JCSS 2001))

Relative Kosten zur Steigerung der Zuverlässigkeit	Versagenskonsequenzen		
	Gering	Mittel	Groß
Groß (A)	$\beta = 3,1 \left(p_f \approx 10^{-3} \right)$	$\beta = 3,3 \left(p_f \approx 5 \cdot 10^{-4} \right)$	$\beta = 3,7 \left(p_f \approx 10^{-4} \right)$
Mittel (B)	$\beta = 3,7 \left(p_f \approx 10^{-4} \right)$	$\beta = 4,2 \left(p_f \approx 10^{-5} \right)$	$\beta = 4,4 \left(p_f \approx 5 \cdot 10^{-6} \right)$
Gering (C)	$\beta = 4,2 \left(p_f \approx 10^{-5} \right)$	$\beta = 4,4 \left(p_f \approx 5 \cdot 10^{-6} \right)$	$\beta = 4,7 \left(p_f \approx 10^{-6} \right)$

Die drei verschiedenen Klassen der Versagenskonsequenzen werden in (JCSS 2001) je nach Verhältnis von Gesamtkosten eines Bauwerks (Herstellkosten zzgl. Versagenskosten) zu Herstellkosten festgelegt. Brücken werden hierbei üblicherweise in die Klasse mit großen Versagenskonsequenzen eingeordnet. Zur Einordnung der relativen Kosten zur Steigerung der Zuverlässigkeit wird vorgeschlagen bei der Bemessung von neuen Bauwerken die Klasse (B) zu wählen. Falls Widerstand oder Einwirkung mit großer Unsicherheit behaftet sind

(Variationskoeffizient größer als 40%), sollte das Bauwerk in die Klasse (A) eingeordnet werden, da die Erhöhung der Zuverlässigkeit für diese große Unsicherheit extrem hohe Kosten verursacht. Im Gegenzug sollte für den Fall, dass Einwirkung und Widerstand gering streuen, das höhere Sicherheitslevel angestrebt werden, da dies nur geringen Mehraufwand erfordert. Des Weiteren sollte für Bestandsbauwerke das niedrigere Zuverlässigkeitslevel gewählt werden, da im Verhältnis zum Neubau die Kosten einer Erhöhung der Zuverlässigkeit immens wären.

Auch in (Steenbergen, Vrouwenvelder 2010), (Vrouwenvelder, Scholten 2010) und (Sykora, Holicky 2012) werden auf der Basis von ökonomischen Überlegungen und maximal gesellschaftlich akzeptierten Wahrscheinlichkeiten durch ein Bauwerksversagen zu Tode zu kommen niedrigere Zuverlässigkeiten für Bestandsbauwerke vorgeschlagen. Es werden Zuverlässigkeiten für Neubauten und Bestandsbauwerke angegeben, welche einmal als absoluter unterster Grenzwert und zum anderen als Zuverlässigkeitsgrenzwert ab dem Instandsetzungsmaßnahmen ergriffen werden müssen, definiert sind.

Nach Meinung des Verfassers ist eine Diskussion der geforderten Zuverlässigkeit für Bestandsbauwerke, bzw. eine genauere Differenzierung nach Restlebensdauer und relativen Kosten zur Sicherstellung der geforderten Zuverlässigkeiten auch in Deutschland längst überfällig. Dies erfordert allerdings eine ergebnisoffene Diskussion der erweiterten Fachöffentlichkeit und die Einsicht, dass es keine absolute Sicherheit geben kann. Die Nutzung von Bauwerken birgt stets auch ein gewisses Risiko (Risiko = Wahrscheinlichkeit eines Ereignisses multipliziert mit den Folgen des Ereignisses), wenn auch ein deutlich geringeres als die Teilnahme am Straßenverkehr, oder ähnlicher alltäglicher Tätigkeiten (Proske 2004), (Spaethe 1992). Die unterschiedliche gesellschaftliche Akzeptanz des Risikos kann auf freiwillig und unfreiwillig eingegangenes Risiko zurückgeführt werden (Rackwitz 2006b), (König et al. 1986). Während für freiwillig eingegangenes Risiko (z.B. Extremsportarten) ein hoher Selbstbestimmungsgrad vorliegt und daraus folgend auch höheres Risiko akzeptiert wird, besteht gegenüber dem Risiko durch Bauwerksversagen zu Schaden zu kommen nur sehr geringe gesellschaftliche Akzeptanz. Da mit steigenden Zuverlässigkeitsanforderungen Herstellkosten von Bauwerken stark ansteigen und die Steigerung der Zuverlässigkeit bei Bestandsbauwerken oft unverhältnismäßig teuer, bzw. überhaupt nicht möglich ist, muss sich die Gesellschaft fragen, welche Sicherheit sie sich leisten kann oder will (Colditz 2011) und wie aus juristischer Sicht mit effizienzbasierten Sicherheitskonzepten umgegangen werden muss (Güngerich et al. 2009).

3 Methoden einer zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung

3.1 Grundmodell

Um den tatsächlichen und den prognostizierten Zustand eines 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 (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 dieser Arbeit 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 3.2 und 4). Anhand dieser Schädigungsmodelle kann die Wahrscheinlichkeit berechnet werden, dass ein Schaden ein definiertes Schädigungsniveau erreicht (Kapitel 3.3 und Kapitel 3.4). Erreicht diese Schädigungswahrscheinlichkeit eine dem Schädigungsniveau zugeordnete Grenzwahrscheinlichkeit (Kapitel 3.6), ist eine auf diesen Schaden bezogene Bauwerksprüfung durchzuführen (Kapitel 3.7). 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 3.8), wodurch sich zum einen die Prognosegenauigkeit für die Schäden des konkreten Bauwerks verbessern, aber auch die Datenbasis für den Gesamtbestand verbreitern lässt.

Abbildung 3.1 zeigt den grundsätzlichen Zyklus des Modells der zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung.

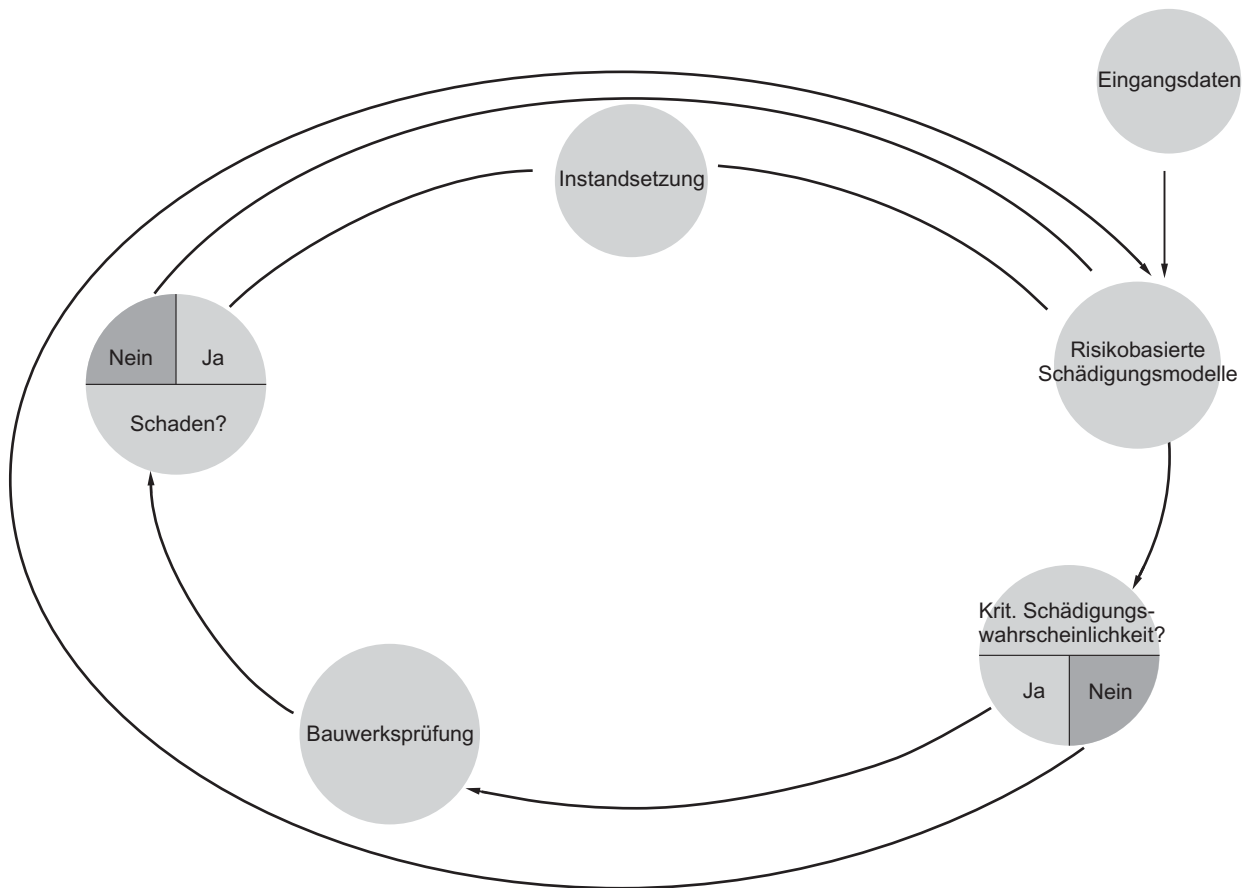


Abbildung 3.1: Grundmodell der zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung

Um auf Basis von Schädigungsmodellen der Einzelschäden Aussagen zum Bauwerkszustand zu machen und daraus folgend den Prüfumfang ermitteln zu können, müssen zwei mögliche 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 Bauwerkschäden und der zugehörigen Schadensmodelle die Gesamtzuverlässigkeit des Bauwerks ermittelt. Wenn diese Prognose der 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 Forschung (Schnetgöke 2008), (Hosser et al. 2009), (Akgül, Frangopol 2004), (Akgül, Frangopol 2005a), (Akgül, Frangopol 2005b), (Straub, Der Kiureghian 2011) usw., allerdings wurden meist nur einige wenige Versagensmechanismen untersucht und des Weiteren wurde meist nur der Grenzzustand der Tragfähigkeit betrachtet.

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 4 näher eingegangen wird.

Beim jetzigen Stand der Technik ist es nicht sinnvoll, zur Festlegung des Prüfumfanges die Einzelschäden zu einer Versagenswahrscheinlichkeit bzw. Zuverlässigkeit des Gesamtbauwerks zu kombinieren. Die hierfür notwendige Ermittlung von Grenzzustandsfunktionen, in welche die Schädigungen 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 (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 3.3 weiterführend erläutert, auf den Zustandsnoten von (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 und demnach auch der Zustandsnoten, ließen sich die Zustandsnoten für Bauteilgruppe prognostizieren und somit eine Abschätzung der Bauwerksnote abgeben. 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 dieser Arbeit und sollte Gegenstand weiterer Forschungen sein.

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

3.2 Aufgliederung von Bauwerken

3.2.1 Allgemeines

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, SRK, 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.

3.2.2 Aufgliederung gemäß ASB-ING

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-Ingenieure) 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)

Es werden weitere Untergliederungen nach sämtlichen möglichen Arten von Bauteilgruppen und deren sämtlicher Komponenten durchgeführt. Ferner werden alle möglichen Hauptbaustoffe und Bauteilergänzungen 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 diese Arbeit erscheint diese Systematik deswegen ungeeignet, da für die Vielzahl möglicher Aufgliederungsmöglichkeiten eine entsprechende Anzahl an Schädigungsmodellen entwickelt werden müsste. 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.

3.2.3 Aufgliederung bzw. Systemanalyse nach Müller

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 System-

elemente 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 des Verfassers aber für die Inspektionsplanung als zu aufwändig anzusehen.

3.2.4 Aufgliederung bzw. Systematik der Bauwerkserfassung nach DAfStb/BMBF

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 (Schießl, Mayer 2007). 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 Bauwerksprüfungen und während des Betriebs auftreten. Die Zuweisung der Einwirkungen und Widerstände ist für die dritte bzw. vierte Ebene angedacht, 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 dieser Arbeit geplante Vorgehen zu feingliedrig, wodurch sich eine Vielzahl von Prüfterminen mit sehr kleinen Schadenseinheiten ergeben würde.

3.2.5 Eigener 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.

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 Schadens-

ausmaße 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 (siehe Abbildung 3.2).

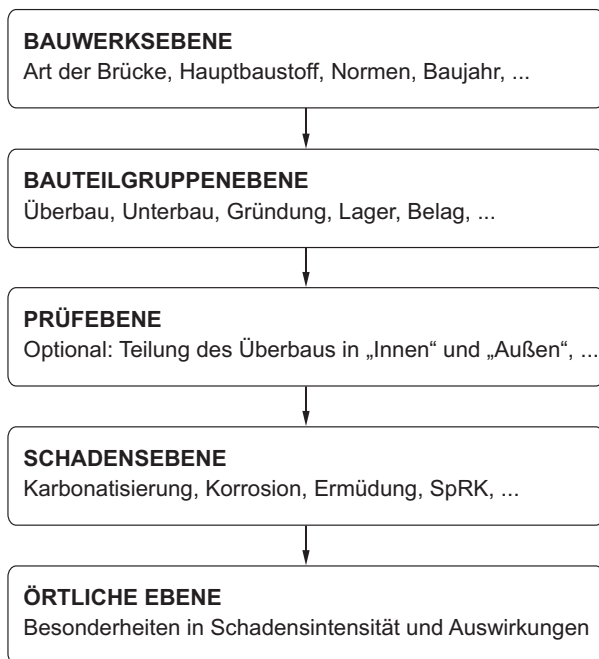


Abbildung 3.2: Aufgliederungsebenen zur Systematisierung des Bauwerks

3.2.5.1 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 der statischen Berechnung sowie Ausführung zugrunde liegenden 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 - Teil 1 (1979-12)) und Einführung der „*Zusätzlichen Technischen Vorschriften für Kunstbauwerke*“ (ZTV-K 80, 1980) wurde diese Problemstellung aufgearbeitet, so dass 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 Spannungsrisskorrosion (SRK), da Bauwerke, welche nach 1978 in Westdeutschland erbaut wurden, zum jetzigen Stand des Wissens als sicher gegenüber Schäden infolge SRK 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 liegenden Bemessungsnorm ermittelt werden. Auch Schädigungsmodelle aufgrund systematischer Defizite in der Bemessung können durch die Kenntnis der jeweiligen Bemessungsnorm bzw. der gültigen Richtlinien eine Vorauswahl erfahren.

3.2.5.2 Bauteilgruppenebene

Als erste eigentliche Untergliederungsebene wird 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. gebrochene Spannglieder) am einfachsten anhand von Verformungen und Rissen im Überbau detektiert werden können. Die Bauteilgruppe „*Bauwerksentwässerung*“ wurde abweichend zur ASB-ING hinzugefügt, da Schäden an der Entwässerung weitreichende Folgen für die Dauerhaftigkeit eines Bauwerks haben, aber mit relativ geringem Aufwand zu inspizieren sind.

Die Untergliederung in Bauteilgruppen stellt also genaugenommen 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.

3.2.5.3 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 3.7) durchgeführt werden.

3.2.5.4 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 4 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 3.3 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 Schäden an Lagern von Brücken wichtige Indikatoren für Setzungen des Baugrundes oder übermäßige Durchbiegungen des Überbaues. Auch das geänderte Ermüdungsverhalten korrodierter Bewehrung stellt eine Wechselwirkung zwischen den Schädigungen Ermüdung und Korrosion 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 4 behandelt.

3.2.5.5 Örtliche Ebenen

Aufgrund unterschiedlicher Schädigungsintensitäten und -folgen 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 differenzieren. 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 in Bezug auf Standsicherheit, Dauerhaftigkeit und Verkehrssicherheit gemacht werden. Örtliche Unterschiede der Schädigungsauswirkung, bezogen auf die Dauerhaftigkeit, sind primär im unterschiedlichen Instandsetzungsaufwand zu sehen. So sind die Dauerhaftigkeitsauswirkungen nach der Zugänglichkeit bei Instandsetzungsmaßnahmen (Unterflurgerät, Einrüsten, usw.) und einem eventuellen Eingriff in den Straßenverkehr (Verkehrsführung, Staugefahr, usw.) zu betrachten. Diese Überlegungen sollten in die Ermittlung der Grenzwahrscheinlichkeiten eingehen. Unterschiede in 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 örtlich unterschiedlicher Schädigungsintensitäten und -folgen auf die Standsicherheit sind tiefergehende 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 Schädigungsauswirkung auf die Standsicherheit 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 Auswirkungen auf die Standsicherheit ließen sich durch eine allgemeine Klassifizierung des Tragsystems, bezüglich der systemimmanenten Redundanzen, bei der Berechnung der Grenzwahrscheinlichkeiten berücksichtigen. Eine Untergliederung in 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 4 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.

3.3 Definition von Schädigungsniveaus

3.3.1 Allgemeines

Wenn die 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, das eine bestimmte Auswirkung auf S/V/D hat und bei dessen Erreichen eine Prüfung durchzuführen ist, oder es können für jeden Schaden abgestufte Schädigungsniveaus definiert werden, die mit unterschiedlichen Prüfmaßnahmen (unterschiedliche Prüfindensität) 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 3.7 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.

3.3.2 Schadensklassifizierung nach RI-EBW-PRÜF

Die Schadensbewertung nach (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) sieht für jeden Einzelschaden eine Bewertung nach den Kriterien „*Standsicherheit*“, „*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 Verkehrssicherheitsbewertung 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 oder gleich der Standsicherheit.

Anhand eines Bewertungsschlüssels (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 bestimmt, 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.

3.3.3 Schadensklassifizierung nach DAfStb/BMBF

Die Zustandsbewertungen in (Schießl, Mayer 2007) entsprechen der üblichen mehrstufigen Bewertung mit einem besonderen Augenmerk auf die Untergliederung der frühen Schädigungszustände. Die Zustände, welche keine visuellen Schädigungen aufweisen und in der Regel mit der Zustandsnote 0 bezeichnet werden, können mit vorliegender Schadensklassifizierung genauer untergliedert werden und somit zu einem frühzeitigen Erkennen möglicher Schäden führen. Die Definition der Bauwerkszustände ist in Tabelle 3.1 angegeben:

Tabelle 3.1: Definition der Bauwerkszustände (Schießl, Mayer 2007)

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.

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. SRK, 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.

3.3.4 Schadensklassifizierung nach Ruhrberg

In (Ruhrberg 1994) werden zur Klassifizierung von Bauwerksschäden 7 Schadensklassen genannt:

Tabelle 3.2: Schadensklassen nach (Ruhrberg 1994)

Klasse	Beschreibung	Schadensausmaß/erforderliche Maßnahmen
1	Schönheitsfehler	Ohne besondere Folgen für Nutzung und Lebensdauer, wird normalerweise durch laufende Unterhaltungsarbeiten behoben.
2	leichter Einzelschaden	An einem einzelnen Bauteil auftretend. Als Schadensfolge tritt zunächst keine Nutzungseinschränkung ein, jedoch eine Verringerung der Lebensdauer des vom Schaden betroffenen Bauteils. Kann durch Instandsetzung behoben werden.
3	leichter Bauwerksschaden	An einem oder mehreren Bauteilen auftretend. Als Schadensfolge tritt zunächst keine Nutzungseinschränkung ein, jedoch eine Verringerung

		der Lebensdauer des Gesamtbauwerks. Kann durch Instandsetzung behoben werden.
4	mittelschwerer Schaden	An einem oder mehreren Bauteilen auftretend. Äußerstenfalls zum Ausfall eines Bauteils führend, als Folge davon zeitweilige Nutzungseinschränkung des Gesamtbauwerks. Kann durch Instandsetzung derart behoben werden, dass für das instandgesetzte Bauwerk wieder normale Nutzung und Dauerhaftigkeit erwartet werden kann.
5	schwerer Schaden	Führt entweder zu sofortiger, zeitweiliger Sperrung des Bauwerks, wenn nach Instandsetzung wieder normale Nutzung und Dauerhaftigkeit erwartet werden kann, oder ohne Sperrung trotz Instandsetzung zu einer mäßigen ständigen Nutzungseinschränkung bzw. zu einer Verringerung der zu erwartenden Nutzungsdauer des Bauwerks.
6	sehr schwerer Schaden	Auf Grund der Schadenserscheinung und fehlender Möglichkeiten zu durchgreifender Instandsetzung kann dem Bauwerk nur noch eine mäßige Nutzungsdauer unter gleichzeitiger ständiger und erheblicher Nutzungseinschränkung zugemutet werden.
7	Totalschaden	Führt zu sofortigem und ständigen Ausfall des Bauwerks für die Nutzung.

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.

3.3.5 Schadensklassifizierung nach Wicke

In (Wicke et al. 1987) werden neben der Beschreibung verschiedener bestehender Klassifizierungsverfahren eigene Vorschläge für Schadensklassen 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 Tabelle 3.3 sind die sechs Schadensklassen aufgelistet:

Tabelle 3.3: Schadensklassen für Gesamtbauwerke (Wicke et al. 1987)

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

Methoden einer zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung

	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 Haupttragelementen, 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.

Zur Zustandsbeurteilung von Brücken und zur Zuordnung eines Schadens in die oben genannten 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 Ausdehnung 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 Umlage-

runghsmöglichkeiten) 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.

3.3.6 Schadensklassifizierung nach Marti

In (Vogel et al. 2009) werden Zustandsklassen für Bauwerke in Betonbauweise nach (Marti 1997) präsentiert, die sich folgendermaßen darstellen lassen:

Tabelle 3.4: Schadensklassen für Betonbauwerke (Marti 1997)

Zustandsklasse	Allg. Charakterisierung	Betroffene Oberfläche	Maßnahmen
1 gut	Keine nennenswerten Mängel und Schäden		Keine Maßnahmen in laufender Erhaltungsperiode
2 annehmbar	Kleinere Mängel und Schäden	< 10%	Kann, muss aber nicht in laufender Erhaltungsperiode instandgesetzt werden.
3 schadhaft	Erhebliche Mängel und Schäden	20 bis 30%	Instandsetzung in laufender Erhaltungsperiode erforderlich, Interventionszeitpunkt frei wählbar.
4 schlecht	Große Mängel und Schäden	ca. 50%	Rasche Instandsetzung oder Verstärkung (in den nächsten Jahren) bzw. ergänzende Sicherheitsmaßnahmen (um bezüglich Interventionszeitpunkt Freiheit zu gewinnen oder um Schadensausweitung einzuschränken) und Instandsetzung oder Verstärkung in laufender Erhaltungsperiode
5 alarmierend	Starke Beschädigungen oder Zerstörungen	> 50%	Sichernde Sofortmaßnahme

In der gezeigten Schadensklassifizierung werden verschiedene Zustandsklassen für Verkehrsbauwerke aus Beton genannt. Allerdings findet eine Vermischung zwischen Schädigungsintensität und Schadensausmaß statt. Des Weiteren beziehen sich die Zustandsklassen lediglich auf Schäden mit Auswirkungen auf die Standsicherheit und sind somit nicht geeignet Schäden mit Auswirkung auf Dauerhaftigkeit und Verkehrssicherheit zu beschreiben.

Weitere Schadensklassifizierungen finden sich in (Bergmeister, Santa 2004), (Strauss et al. 2009), (Wicke et al. 1987) und (König et al. 1986).

3.3.7 Eigener Vorschlag für die Schadensklassifizierung

Zur Beschreibung der Schadensintensitäten und zum Vergleich zwischen den unterschiedlichen Schäden wird im Rahmen dieser Arbeit 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 3.6 näher eingegangen wird.

Zusätzlich zu der fünfstufigen Bewertung von null bis vier, 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.

Zur Verknüpfung der Zustandsnoten mit den jeweiligen Schädigungsintensitäten (z.B. Abrostung in % der Querschnittsfläche) werden in Kapitel 4 Vorschläge gemacht, soweit hierzu Informationen in der Literatur zu finden waren. Schadensklassen bezüglich der Auswirkungen auf Dauerhaftigkeit und Verkehrssicherheit können auf Basis des Schadensbeispielkatalogs aus (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) mit ausreichender Genauigkeit abgeschätzt werden, da hierin die umfangreichen Erfahrungen aus Bauwerksprüfungen der vergangenen Jahrzehnte gesammelt sind. Anders verhält es sich bei den Zustandsnoten die den Einfluss der jeweiligen Schädigung auf die Standsicherheit angeben. Hierzu sind durch Parameterstudien an verschiedenen Bauwerken die tatsächlichen Auswirkungen der Schäden, in verschiedenen Intensitäten auf verschiedene Bauwerke durch probabilistische Berechnungen zu ermitteln. D.h. jeder Schädigungsintensität eines standsicherheitsrelevanten Schadens muss eine Versagenswahrscheinlichkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit gegenüber gestellt werden. Des Weiteren muss in dieser Parameterstudie auch die gegenseitige Wechselwirkung standsicherheitsrelevanter Schädigungen untersucht werden. Hierauf wird in Kapitel 3.5 weiter eingegangen.

3.4 Berechnung der Schädigungswahrscheinlichkeiten

Um die Wahrscheinlichkeit zu berechnen, dass der jeweilige Schaden die in Kapitel 3.3 definierten Schädigungsniveaus erreicht bzw. überschreitet, muss jeder Schaden Z durch ein probabilistisches Modell in Abhängigkeit der Zeit beschreibbar sein.

$$Z = Z(\mathbf{X}, t) = Z(X_1, X_2, \dots, X_n, t) \quad (3.1)$$

mit

$Z(\mathbf{X}, t)$ Schädigungsfunktion in Abhängigkeit der streuenden Basisvariablen $\mathbf{X} = [X_1, X_2, \dots, X_n]$ und der Zeit t

Zeitabhängige Schädigungsfunktionen für die maßgebenden Schäden an Brücken in Massivbauweise werden in Kapitel 4 auf Basis einer Literaturrecherche vorgestellt. Durch die in Kapitel 2.2.2 erläuterten probabilistischen Verfahren kann aus diesen Schädigungsfunktionen die Schädigungswahrscheinlichkeit entweder als Wahrscheinlichkeitsdichte $f_Z(z)$, oder Verteilungsfunktion $F_Z(z)$ ermittelt werden. Auf Basis der Verteilungsfunktion des Schadens lässt sich für jeden beliebigen Zeitpunkt die Wahrscheinlichkeit der definierten Schädigungsniveaus folgendermaßen berechnen:

$$\Pr(SN_i) = 1 - F_Z(z_{SN_i}) = \int_{z_{SN_i}}^{\infty} f_Z(z) dz \quad (3.2)$$

mit

$\Pr(SN_i)$ Wahrscheinlichkeit einer Schädigung im Schädigungsniveau SN_i

$F_Z(z_{SN_i})$ Kumulierte Wahrscheinlichkeit der Schädigung Z , am Schädigungsniveau SN_i

$f_Z(z)$ Wahrscheinlichkeitsdichte der Schädigung Z

So lässt sich die Wahrscheinlichkeit der verschiedenen Schädigungsniveaus für einen fiktiven Schaden und einen diskreten Zeitpunkt in Form eines Balkendiagramms darstellen (siehe Abbildung 3.3). Während auf der Abszissenachse die jeweiligen Schädigungsniveaus dargestellt sind, sind auf der Ordinate die zugehörigen Wahrscheinlichkeiten, dass der Schaden größer oder gleich des betrachteten Schädigungsniveaus ist, zu sehen.

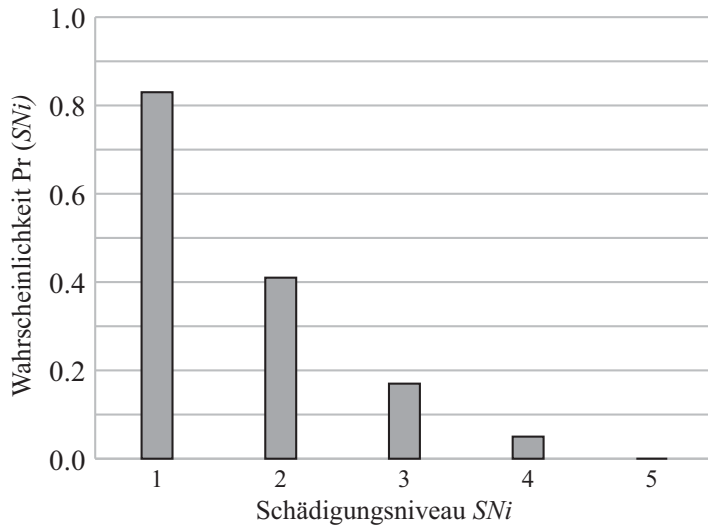


Abbildung 3.3: Wahrscheinlichkeit der jeweiligen Schädigungsniveaus eines fiktiven Beispiels für einen diskreten Zeitpunkt

Eine weitere Darstellungsmöglichkeit ist die Wahrscheinlichkeit der Schädigungsniveaus in Abhängigkeit der Zeit. Hierfür wird aus der Wahrscheinlichkeitsdichte der Schädigung für jeden Zeitschritt die Wahrscheinlichkeit der jeweiligen Schädigungsniveaus berechnet (siehe Abbildung 3.4).

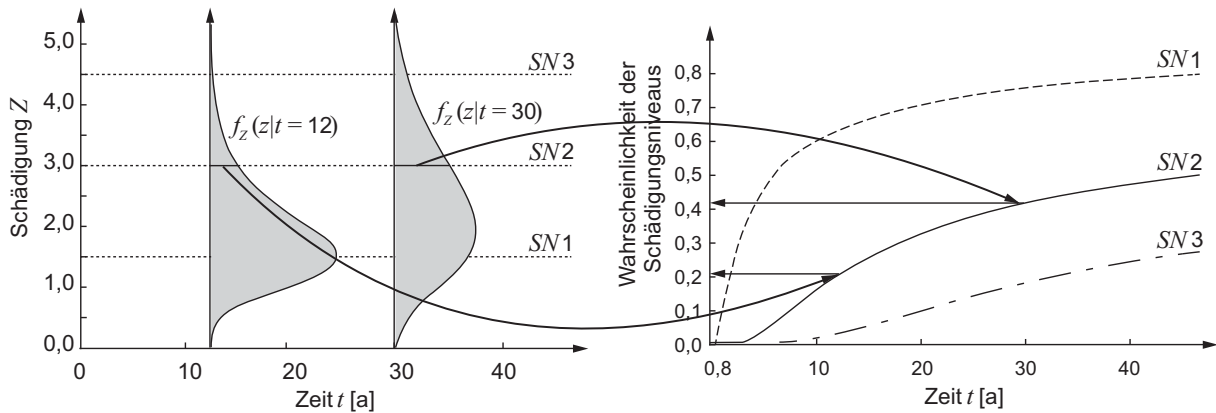


Abbildung 3.4: Ermittlung der Schädigungswahrscheinlichkeit in Abhängigkeit der Zeit aus den Wahrscheinlichkeitsdichten zu diskreten Zeitpunkten

3.5 Interaktionen zwischen den Schäden

3.5.1 Allgemeines

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 kumulativen Interaktionen das additive Zusammenwirken mehrerer Schädigungsmechanismen in 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.

3.5.2 Kumulative Interaktion

Durch die kumulative Interaktion wird die gleichzeitige Auswirkung auf die Dauerhaftigkeit, Verkehrssicherheit oder Standsicherheit von zwei oder mehreren Schäden berücksichtigt. D.h., dass z.B. für zwei standsicherheitsrelevante Schäden berücksichtigt wird, dass deren gemeinsames Auftreten eine weitreichendere Auswirkung auf die Standsicherheit hat, als jeder Schaden für sich betrachtet.

Hierzu muss für die betrachteten Schäden, mittels einer entsprechenden Grenzzustandsfunktion die Auswirkung auf S, V oder D für alle Kombinationen der Schädigungsniveaus der Ausgangsschäden berechnet werden (siehe Tabelle 3.5).

Tabelle 3.5: Gemeinsame Schädigungsniveaus aus zwei Schäden mit gleicher Auswirkung

		Schädigungsniveaus SN_i des Schadens 1			
		1	2	3	4
Schädigungsniveau SN_i des Schadens 2	1	Der Wahrscheinlichkeit im jeweiligen Grenzzustand entsprechendes Schädigungsniveau der kombinierten Schädigung			
	2				
	3				
	4				

Es ist eine Grenzzustandsfunktion $g(\mathbf{X}, z_1, z_2)$ zu definieren, die es ermöglicht, neben den streuenden Basisvariablen auch die beiden Schädigungen, jedoch als deterministische Werte, abzubilden. Wenn nun beide Schädigungen in allen möglichen Kombinationen, bezogen auf die Schädigungsniveaus, in die Grenzzustandsfunktion eingesetzt werden, ergeben sich

die Schädigungswahrscheinlichkeiten der kombinierten Schädigung. Diese Wahrscheinlichkeiten der Grenzzustandsfunktion der kombinierten Schädigung lässt sich nun durch Verknüpfung mit der Grenzwahrscheinlichkeit (siehe Kapitel 3.6) in ein Schädigungsniveau der kombinierten Schädigung überführen. Diese Verknüpfungen können allerdings nur auf Basis umfangreicher Parameterstudien an einer Vielzahl verschiedener Bauwerkstypen allgemeingültig für die Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeitsbeurteilung kombinierter Schädigungen hergeleitet werden.

Um nun aus den Wahrscheinlichkeiten der jeweiligen Schädigungsniveaus zweier, oder mehrerer Schäden zu diskreten Zeitpunkten (siehe Abbildung 3.3) die Wahrscheinlichkeiten der kombinierten Schädigungsniveaus zu ermitteln, müssen alle Kombinationen, welche die kombinierte Schädigungsbewertung SN_i aufweisen, vereinigt werden. Für den Fall stochastisch unabhängiger Schädigungsereignisse ist dies beispielhaft in (Zilch et al. 2011) dargestellt.

3.5.3 Direkte Interaktion

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 4 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
- Anpassen der Schädigungsmodelle

Durch das Anpassen der Grenzwahrscheinlichkeiten könnte man die Interaktionen insofern berücksichtigen, dass 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 (großer, mittlerer, geringer 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 Abbildung 3.5 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.

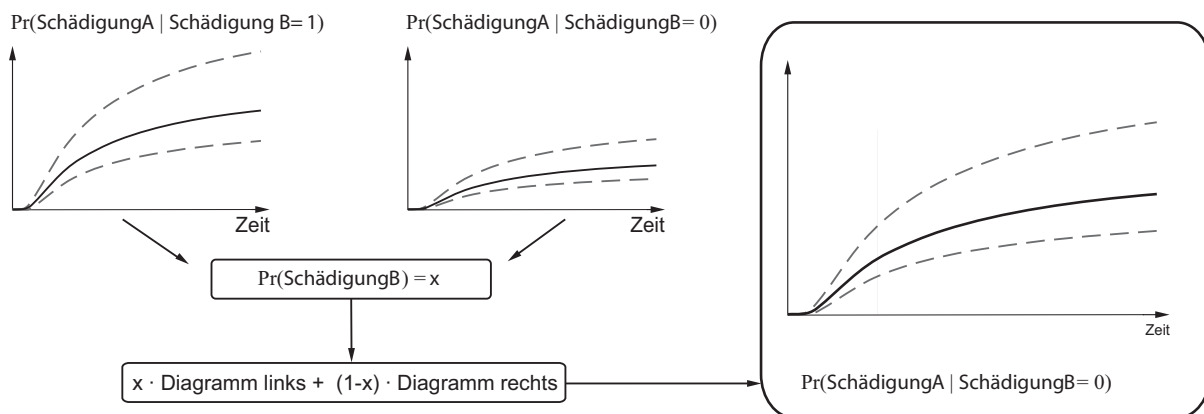


Abbildung 3.5: Schematische Vorgehensweise zur Berücksichtigung direkter Interaktionen

Es 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 Eingangswerten nötig sind, so dass eine Differenzierung des Schädigungseinflusses für alle Schadensniveaus ein rein akademisches Problem darstellt und für die Verwendung in der Praxis ungeeignet ist. So ist es für eine Anwendung in der Praxis sinnvoller, für jeden beeinflussten Schaden je ein Schädigungsmodell für das alleinige Auftreten dieses Schadens und für das gemeinsame Auftreten mit einem beeinflussenden Schaden zu definieren. Für den beeinflussenden Schaden ist ein Schädigungsniveau zu ermitteln, bei dessen Auftreten mit einer Beeinflussung zu rechnen ist.

3.5.4 Interaktion 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 wird im Kapitel 3.7 eingegangen.

3.6 Festlegung der erforderlichen Grenzwahrscheinlichkeiten

3.6.1 Allgemeines

Um nun aus den zeitabhängigen Wahrscheinlichkeiten der jeweiligen Schädigungsniveaus der betrachteten Schäden Prüfintervalle zu berechnen bedarf es der Definition von Grenzwahrscheinlichkeiten Λ_{SN_i} . D.h., dass für jede Schädigung Grenzwahrscheinlichkeiten für die Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit zu definieren sind, bei deren Erreichen bzw. Überschreiten eine Bauwerksprüfung durchzuführen ist. Da den unterschiedlichen Schädigungsniveaus SN_i unterschiedliche Schadensauswirkungen zugrunde liegen und diese demnach auch mit unterschiedlicher Zuverlässigkeit vermieden werden müssen (bzw. nur mit unterschiedlich geringer Wahrscheinlichkeit eintreten dürfen) ist für jedes Schädigungsniveau eine eigene Grenzwahrscheinlichkeit Λ_{SN_i} zu definieren.

Wenn nun die Wahrscheinlichkeit einer Schädigung den Wert der zugehörigen Grenzwahrscheinlichkeit erreicht, muss oder kann eine Bauwerksprüfung durchgeführt werden. Darauf wird in Kapitel 3.7 näher eingegangen. Wird die Grenzwahrscheinlichkeit zu klein gewählt, sind eine Vielzahl von Bauwerksprüfungen die Folge, bei denen der betrachtete Schaden meist gar nicht entdeckt werden kann, da die Wahrscheinlichkeit, dass der Schaden vorhanden ist, entsprechend der gewählten Grenzwahrscheinlichkeit, gering ist. Andererseits dürfen die Grenzwahrscheinlichkeiten auch nicht zu hoch angesetzt werden, da hierbei die Gefahr besteht, dass eine Schädigung nicht rechtzeitig erkannt wird und die Standsicherheit, Dauerhaftigkeit oder Verkehrssicherheit bereits erheblich beeinträchtigt ist.

Die Wahl der jeweils optimalen Grenzwahrscheinlichkeit ist somit eine Optimierungsaufgabe zwischen den Kosten der Bauwerksprüfung auf der einen Seite und der Sicherstellung von S/V/D auf der anderen Seite. Während die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit je nach Erhaltungsstrategie rein auf Kostenoptimierung basiert, müssen für die Sicherstellung der Standsicherheit und der Verkehrssicherheit die normativen Anforderungen, bzw. die gesellschaftliche Risikoakzeptanz berücksichtigt werden (König et al. 1986).

Im Folgenden werden Vorschläge zur Festlegung der erforderlichen Grenzwahrscheinlichkeiten, getrennt nach Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit, erarbeitet.

3.6.2 Grenzwahrscheinlichkeit für die Bewertung der Standsicherheit

Bei der Definition der erforderlichen Grenzwahrscheinlichkeiten Λ_{SN_i} für standsicherheitsrelevante Schäden sind die normativ festgelegten Wahrscheinlichkeiten im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu berücksichtigen (siehe Kapitel 2.2.3). Genaugenommen handelt es sich auch bei der Festlegung der Grenzwahrscheinlichkeit für standsicherheitsrelevante Schädigungen um ein Optimierungsproblem. So würde eine permanente Überwachung eines Bauwerks, bezogen auf Schäden, welche über ausreichende Versagensankündigung verfügen, zu einem absolut sicheren Bauwerk führen. Dem stehen die immensen Kosten einer permanenten Überwachung gegenüber. Demnach entstammen auch die aktuell vorgegebenen Prüfzyklen nach (DIN 1076 (1999-11)) einer Optimierungsüberlegung zwischen den Kosten

der Bauwerksprüfung und einem gewählten Standsicherheitsniveau. Das gewählte Standsicherheitsniveau ist durch die Zuverlässigkeitsvorgaben der Normen vorgegeben und ist zu jedem Zeitpunkt einzuhalten.

Falls nun die Versagenswahrscheinlichkeit im GZT für ein betrachtetes Schädigungsniveau SN_i die vorgegebene maximal zulässige Versagenswahrscheinlichkeit übersteigt, kann die Wahrscheinlichkeit, mit der der Schaden maximal auftreten darf bestimmt werden. Die Wahrscheinlichkeit, mit der ein Schädigungsniveau eintreten darf, entspricht der gesuchten Grenzwahrscheinlichkeit Λ_{SN_i} und kann wie folgt ermittelt werden:

$$\begin{aligned}\Lambda_{SN_i} &\leq \frac{\Pr(F_S \cap SN_i)}{\Pr(F_S | SN_i)} \\ &= \frac{\Pr(F_S)_{\max, GZT}}{\Pr(F_S | SN_i)}\end{aligned}\tag{3.3}$$

mit

Λ_{SN_i} Grenzwahrscheinlichkeit für Schädigungsniveau SN_i

$\Pr(F_S \cap SN_i)$ Wahrscheinlichkeit des Systemversagens aufgrund der Schädigung im Niveau SN_i

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

$\Pr(F_S)_{\max, GZT}$ maximal zulässige Versagenswahrscheinlichkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die bedingte Wahrscheinlichkeit eines Systemversagens wenn ein Schädigungsniveau SN_i erreicht ist kann nur durch probabilistische Rechnung ermittelt werden. Hierzu muss eine Grenzzustandsfunktion definiert werden, mit der für den betrachteten Schaden in verschiedenen Schädigungsniveaus der Grenzzustand der Tragfähigkeit berechnet werden kann. Verschiedene Grenzzustandsfunktionen, die auch zur Abbildung verschiedener Schädigungen geeignet sind, sind in (Braml 2010) für Stahlbetonbrücken dargestellt. Damit nicht für jedes Bauwerk und jede standsicherheitsrelevante Schädigung die doch sehr aufwändigen probabilistischen Berechnungen durchgeführt werden müssen, sollten in weiteren Forschungsprojekten Parameterstudien an verschiedenen Bauwerkstypen durchgeführt werden, um die oben genannte bedingte Wahrscheinlichkeit für den GZT zu definieren.

3.6.3 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 dieser Arbeit nicht möglich. Hierzu besteht noch weiterer Forschungsbedarf.

3.6.4 Grenzwahrscheinlichkeit für die Bewertung der Dauerhaftigkeit

Anders verhält es sich mit der Grenzwahrscheinlichkeit für Schädigungen, welche nur Auswirkungen auf die Dauerhaftigkeit haben. Dort ist eine Kostenoptimierung zwischen den Kosten der Bauwerksprüfung und den zu erwartenden Kosten einer Schädigung zielführend. Wie bereits erwähnt, führt eine zu klein gewählte Grenzwahrscheinlichkeit zu umfangreichen Inspektionskosten, wohingegen zu groß gewählte Grenzwahrscheinlichkeiten zu einer größeren Schädigungswahrscheinlichkeit und daraus folgend zu größeren Kosten infolge dieser Schädigung führen. In Abbildung 3.6 sind die Kosten der Inspektion und die Kosten einer Schädigung exemplarisch in Abhängigkeit der Schädigungswahrscheinlichkeit dargestellt.

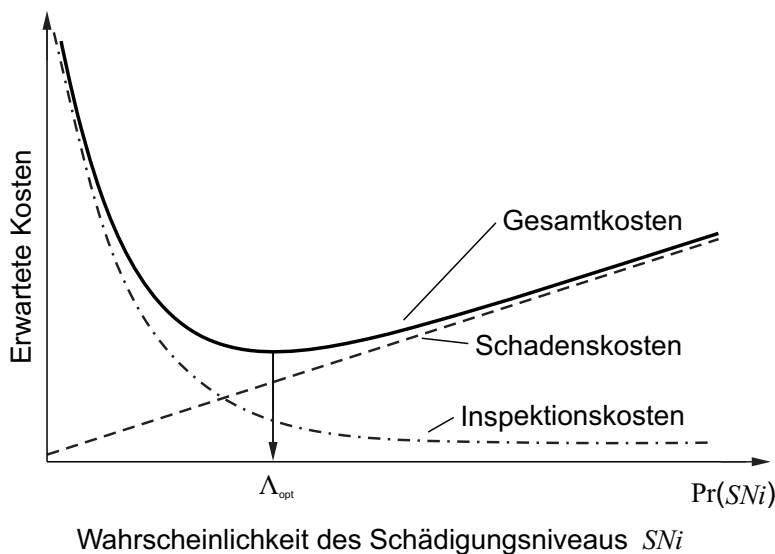


Abbildung 3.6: Prinzip der Kostenoptimierung bei Ermittlung der Grenzwahrscheinlichkeit für dauerhaftigkeitsrelevante Schädigungen (nach Rackwitz 2006a)

In Abbildung 3.6 ist zu erkennen, dass die zu erwartenden Schadenskosten in Abhängigkeit der Schädigungswahrscheinlichkeit ansteigen. Die Inspektionskosten ergeben sich in erster Linie von der Anzahl der durchzuführenden Inspektionen, welche wiederum von der zugrunde gelegten Grenzwahrscheinlichkeit abhängig ist. Da die Schädigungswahrscheinlichkeit eines Schadens definitionsgemäß der zugrunde gelegten Grenzwahrscheinlichkeit entspricht, sinken die Kosten die für Inspektionen aufgewendet werden müssen mit steigender Schädigungswahrscheinlichkeit (und demnach auch steigender Grenzwahrscheinlichkeit). Die optimale Grenzwahrscheinlichkeit ist für die Wahrscheinlichkeit zu bestimmen, bei der die Gesamtkosten aus Schadenskosten und Inspektionskosten ihr Minimum erreichen.

Eine ausführliche Herleitung der optimalen Grenzwahrscheinlichkeiten für dauerhaftigkeitsrelevante Schädigungen und ein Modellvorschlag zur Berechnung der Grenzwahrscheinlichkeiten mittels bezogener Schadenskosten auf Basis von Aufwandsfaktoren findet sich in (Zilch et al. 2011).

3.7 Ermittlung des Prüfumfangs der Bauwerksprüfung

Durch Gegenüberstellung der Wahrscheinlichkeiten eines bestimmten Schadensniveaus (gemäß Kapitel 3.3) mit den zugehörigen Grenzwahrscheinlichkeiten (gemäß Kapitel 3.6) lassen sich für jeden Schaden mehrere Prüftermine ermitteln (siehe Abbildung 3.7).

Schädigungswahrscheinlichkeit / Grenzwahrscheinlichkeit

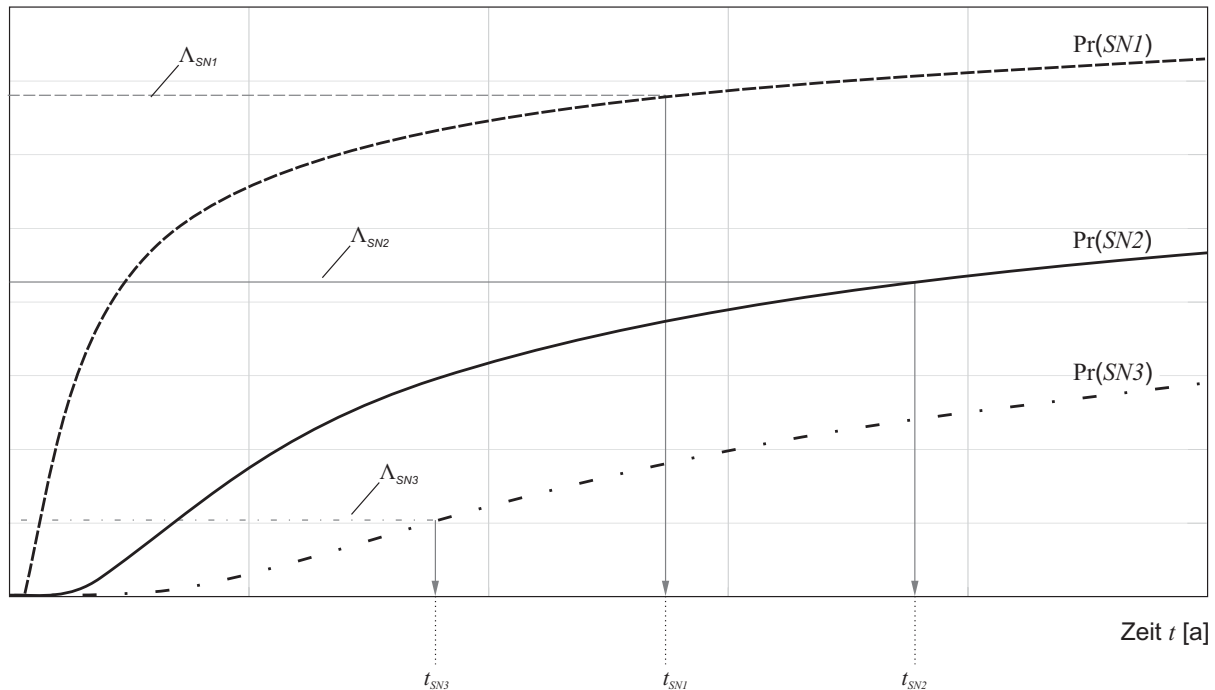


Abbildung 3.7: Ermittlung der Prüftermine durch Gegenüberstellung der Schadenswahrscheinlichkeiten und der zugehörigen Grenzwahrscheinlichkeiten

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 zugrunde. Somit sind Stand- und Verkehrssicherheitsschäden bei prognostiziertem Erreichen der Grenzwahrscheinlichkeit, unabhängig vom Schädigungsniveau immer zu prüfen. Es 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 Prüfung des jeweiligen Dauerhaftigkeitsniveaus an. Deswegen ist bei den Prüfterminen, welche sich aus den Optimierungsüberlegungen gemäß Kapitel 3.6.4 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 Erhaltungsstrategien vorgeschlagen:

- regelmäßige Durchführung kleinerer Instandsetzungsmaßnahmen
- seltene Durchführung großer Instandsetzungsmaßnahmen
- Kombination aus oben genannten 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 zur 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. Zur Erhaltungsoptimierung sei 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 Einsparpotential (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 Prüfungsbündelung offen zu lassen. Auch sollte dem Baulastträger die Möglichkeit gegeben werden, bei absehbarem Ende der Nutzungsdauer eines Bauwerks auf Inspektionen, bezüglich der 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.

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 (Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Strassenbau 1997) sind die in (DIN 1076 (1999-11)) festgeschriebenen Prüfzyklen rechtlich bindend und werden

auch im Zuge dieser Arbeit beibehalten. Inwiefern eine Optimierung für jedes Bauwerk bzw. pauschale Aussagen für den gesamten Bauwerksbestand möglich sind, sollte Inhalt weiterer Forschungen sein.

3.8 Modellierung der Ergebnisse der Bauwerksprüfung

Entspricht die Schädigungswahrscheinlichkeit des betrachteten Schadens der zugehörigen Grenzwahrscheinlichkeit ist eine Bauwerksprüfung durchzuführen. Ziel einer jeden Prüfung ist eine Schädigung frühzeitig zu entdecken, um Maßnahmen zur Sicherstellung der Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit zu ergreifen. Ein weiteres Ziel einer Bauwerksprüfung ist es, Informationen zum Zustand des Bauwerks zu bekommen und die verwendeten Schädigungsmodelle zuzuschärfen. Unabhängig davon, ob eine berechnete Schädigung am Bauwerk entdeckt wird, sind mit jedem Inspektionsergebnis die verwendeten Schädigungsmodelle zu kalibrieren.

Die Kalibrierung der Schädigungsmodelle kann für zwei verschiedene Arten von Prüfergebnissen durchgeführt werden. Zum einen kann das Prüfergebnis binären Charakter haben, d.h. ein Schaden ist vorhanden oder nicht. Zum anderen kann aber auch die Schädigung, bzw. ein beeinflussender Parameter, diskret, oder kontinuierlich gemessen werden. Essentiell für beide Arten des Prüfergebnisses ist die Berücksichtigung der Aussagegenauigkeit, bzw. die Qualität der Prüfung. Hierfür bietet sich die Modellierung mit dem Satz von Bayes (Straub 2009b) an, da aus der ursprünglichen Wahrscheinlichkeit eines bestimmten Schädigungsniveaus $\Pr(SN_i)$ die aktualisierte Wahrscheinlichkeit $\Pr(SN_i | I)$ in Abhängigkeit des Inspektionsergebnisses I und der Prüfqualität berechnet werden kann.

Für binäre Prüfergebnisse kann die aktualisierte Wahrscheinlichkeit bei positivem Inspektionsergebnis für den Zeitpunkt der Prüfung t_1 folgendermaßen berechnet werden:

$$\Pr(SN_i | I = SN_i)_{t_1} = \frac{\Pr(I = SN_i | SN_i) \cdot \Pr(SN_i)_{t_1}}{\Pr(I = SN_i)_{t_1}} \quad (3.4)$$

mit

$\Pr(SN_i | I = SN_i)_{t_1}$ A-posteriori Wahrscheinlichkeit eines Schädigungsniveaus SN_i zum Zeitpunkt t_1 bei positivem Inspektionsbefund

$\Pr(I = SN_i | SN_i)$ Likelihood des Inspektionsbefundes; beschreibt die Wahrscheinlichkeit eines positiven Inspektionsbefundes bei sicherem Schädigungsniveau SN_i , bzw. die Qualität der Prüfungsmethode (PoD = Probability of Detection)

$\Pr(SN_i)_{t_1}$ A-priori Wahrscheinlichkeit des Schädigungsniveaus SN_i , gemäß des ursprünglichen Schädigungsmodells

$\Pr(I = SN_i)_{t_1}$ Wahrscheinlichkeit eines positiven Inspektionsbefundes

Die Wahrscheinlichkeit eines positiven Inspektionsbefundes berechnet sich mit dem Satz der totalen Wahrscheinlichkeit aus der Likelihood eines positiven Inspektionsbefundes bei gegebener Schädigung und dem komplementären Ereignis eines positiven Inspektionsbefundes bei keiner Schädigung zu:

$$\Pr(I = SN_i) = \Pr(I = SN_i | SN_i) \cdot \Pr(SN_i) + \Pr(I = SN_i | \overline{SN_i}) \cdot \Pr(\overline{SN_i}) \quad (3.5)$$

mit

$\Pr(I = SN_i | \overline{SN_i})$ Wahrscheinlichkeit eines positiven Inspektionsbefundes, obwohl das Schädigungsniveau SN_i nicht vorliegt

$\Pr(\overline{SN_i})$ A-priori Wahrscheinlichkeit, dass keine Schädigung vorliegt
 $= 1 - \Pr(SN_i)$

Für den anderen Fall, dass bei der Bauwerksprüfung die Schädigung nicht entdeckt wurde, diese tatsächlich aber vorliegt, lässt sich die aktualisierte Wahrscheinlichkeit entsprechend darstellen.

$$\Pr(SN_i | I = \overline{SN_i})_{t_1} = \frac{\Pr(I = \overline{SN_i} | SN_i) \cdot \Pr(SN_i)_{t_1}}{\Pr(I = \overline{SN_i})_{t_1}} \quad (3.6)$$

mit

$\Pr(SN_i | I = \overline{SN_i})_{t_1}$ A-posteriori Wahrscheinlichkeit eines Schädigungsniveaus SN_i zum Zeitpunkt t_1 bei negativem Inspektionsbefund

$\Pr(I = \overline{SN_i} | SN_i)$ Likelihood des Inspektionsbefundes, beschreibt die Wahrscheinlichkeit eines negativen Inspektionsbefundes bei sicherem Schädigungsniveau SN_i

$\Pr(I = \overline{SN_i})_{t_1}$ Wahrscheinlichkeit eines negativen Inspektionsbefundes

Die Wahrscheinlichkeit eines negativen Inspektionsbefundes lässt sich wiederum mit dem Gesetz der totalen Wahrscheinlichkeit wie folgt berechnen:

$$\Pr(I = \overline{SN_i}) = \Pr(I = \overline{SN_i} | SN_i) \cdot \Pr(SN_i) + \Pr(I = \overline{SN_i} | \overline{SN_i}) \cdot \Pr(\overline{SN_i}) \quad (3.7)$$

mit

$\Pr(I = \overline{SN_i} | \overline{SN_i})$ Wahrscheinlichkeit eines negativen Inspektionsbefundes, wenn auch tatsächlich keine Schädigung vorliegt

Die Qualität der Prüfung, bzw. die Wahrscheinlichkeit, dass das Prüfergebn korrekt ist, lässt sich durch die Likelihood der Prüfung darstellen. Die Likelihood ist für jeden Schaden und jedes Schädigungsniveau unterschiedlich und ist bei den üblichen visuellen Inspektionsmethoden der Bauwerksprüfung sehr stark von der Objektivität des Bauwerksprüfers abhängig (Braml 2010). Weitere Arbeiten zur Modellierung der Inspektionsqualität finden sich in (Straub 2002), (Straub, Faber 2006) und (Lentz 2001).

Da die Likelihood $\Pr(I = SN_i | SN_i)$ komplementär zu $\Pr(I = \overline{SN_i} | SN_i)$ ist und die Likelihood $\Pr(I = SN_i | \overline{SN_i})$ komplementär zu $\Pr(I = \overline{SN_i} | \overline{SN_i})$ ist:

$$\Pr(I = SN_i | SN_i) + \Pr(I = \overline{SN_i} | SN_i) = 1 \quad (3.8)$$

und

$$\Pr(I = SN_i | \overline{SN_i}) + \Pr(I = \overline{SN_i} | \overline{SN_i}) = 1 \quad (3.9)$$

Zur Berechnung des weiteren zeitlichen Verlaufes der Schädigungswahrscheinlichkeit nach einer oder mehrerer Prüfungen wird auf (Zilch et al. 2011) verwiesen, wo die Berechnung der aktualisierten Wahrscheinlichkeiten auf Basis Bayesscher Netze ausführlich hergeleitet wurde. Siehe hierzu auch (Straub 2009a; Straub, Der Kiureghian 2010a, Straub, Der Kiureghian 2010b; Jensen, Nielsen 2007).

Auch eine Aktualisierung der Schädigungswahrscheinlichkeiten durch diskrete oder kontinuierliche Ergebnisse der Bauwerksprüfung, sei es vom Schaden selbst, oder einer einflussnehmenden Basisvariablen, kann zur Anpassung der Schädigungsmodelle herangezogen werden. Im einfachsten Fall wird die betrachtete Basisvariable durch die Wahrscheinlichkeitsdichte des gemessenen Wertes ersetzt und darauf aufbauend erneut die Wahrscheinlichkeit der jeweiligen Schädigungsniveaus berechnet. Zur Modellierung der Prüfergebnisse, unter Berücksichtigung der Inspektionsqualität für diskrete oder kontinuierliche Basisvariable als Ergebnis der Bauwerksprüfung, wird auf (Fischer, Straub 2011) und (Straub 2011) verwiesen.

4 Schäden an massiven Brücken

4.1 Definition der maßgebenden Schäden

Wie in den Kapiteln 3.2 und 3.4 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 im Verantwortungsbereich des Bundes, bezogen auf die Brückenfläche, in Spannbeton oder Stahlbeton ausgeführt. Deshalb werden vornehmlich Schäden von Massivbrücken abgehandelt. Wie in Abbildung 4.1 zu erkennen, ist ein Großteil der Schäden auf den Überbau konzentriert, weshalb in erster Linie auf Schäden der Bauteilgruppe Überbau (inkl. Vorspannung) eingegangen wird. Abschließend wird der Vollständigkeit halber auf Schäden an Konstruktionsteilen und Brückenausstattung, wie Lager, Übergangskonstruktionen usw. eingegangen.

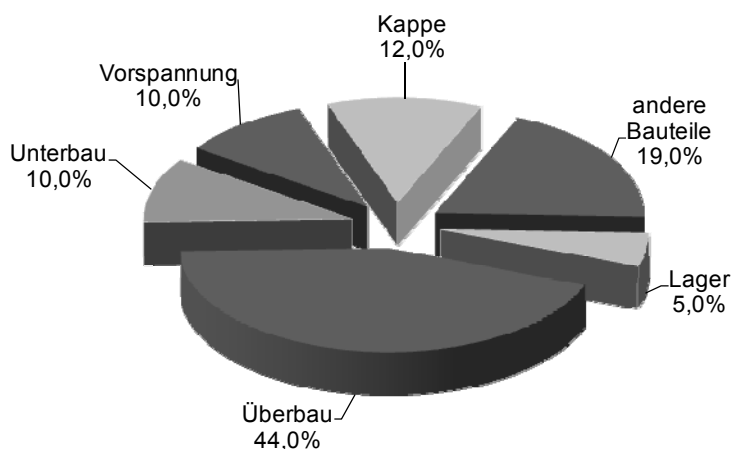


Abbildung 4.1: Verteilung schwerwiegender Schäden auf Bauteilgruppen an Brückenbauwerken (Brückenslänge > 100m, Dauerhaftigkeitsbewertung > 2) (nach Empelmann, Heumann 2009)

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.

Im Folgenden werden die Schadensbeispiele aus (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) genannt und hierfür die zugehörigen Schadensursachen definiert. Die Untergliederung erfolgt gemäß des Originaldokuments in Bauwerksart, Hauptbauteil / Konstruktionsteil / Bauteilergänzung oder Hauptbaustoff / Schaden.

Brücken, Überbau/**/*

In diesem Abschnitt 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 entweder um die Auswirkung eines anderen Schadens (z.B. Spannungsrissskorrosion, Ausfall der Längsbewehrung infolge Korrosion oder Ermüdung, usw.), der deshalb bei der Betrachtung des auslösenden Schadens weiter behandelt wird, oder um das unvermeidbare zeitabhängige Materialverhalten des Betons (Kriechen und Schwinden).

Brücken, Überbau*/Beton außer Betondeckung

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 Schädigungsmechanismen 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 Frost-Tausalzangriffe ist zu beachten.

Brücken, Überbau*/Betondeckung/*

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, die keiner Degradation unterworfen sind.

Brücken, Überbau*/Beton karbonatisiert

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

Brücken, Überbau*/Beton/Tausalzschaden

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

Brücken, Überbau*/Beton/Risse, 1. Beispielauswahl (Standicherheit)

Die Ursache von Rissen im Beton, welche in diesem Abschnitt 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).

Oberflächennahe Risse, die häufig netzartig ausgebildet sind, im Bereich der Betondeckung liegen und meist nur an kleine Bereiche zu finden sind, sind für die Standsicherheit in der Regel unbedeutend, können aber, je nach Rissbreite und Risstiefe, Einfluss auf die Dauerhaftigkeit haben (RI-EBW-PRÜF, 2007-11). Diese Risse sind in der Regel herstellungsbedingt und unterliegen keiner Degradation. Abbildung 4.2 und Tabelle 4.1 geben die Ursachen von oberflächennahen Rissen in Abhängigkeit vom Ort des Auftretens an.

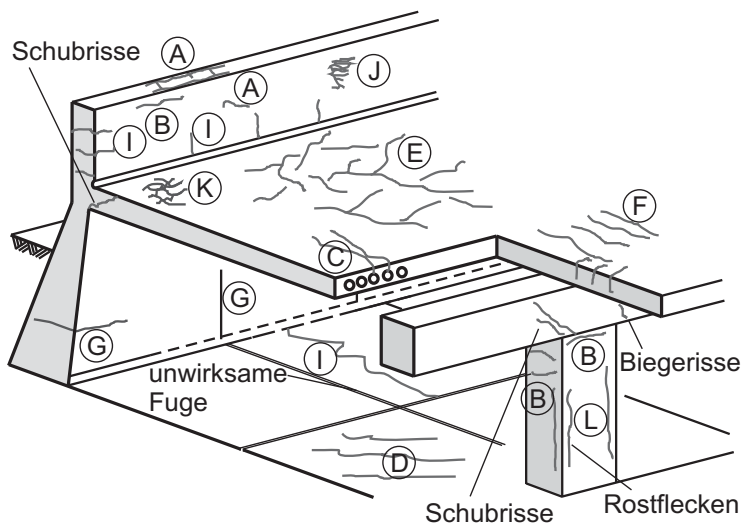


Abbildung 4.2: Mögliche Rissursachen, Erscheinungsformen und Ort des Auftretens (nach Hillemeier et al. 1999)

Tabelle 4.1: Rissursachen und Ort des Auftretens (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 waagerechter Oberfläche, z. B. Deckenplatten, Autobahndecken; diagonal (D) und Netzrisse (E)	schnelles frühzeitiges Austrocknen (mehlkornreiche Betone)
E		
F	Stahlbetondecken; über der obenliegenden	

	Bewehrung	
G	Bei dicken Wänden und Platten; als Trennriss (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

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, ermüdungsrelevante 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, SRK oder Korrosion (Biegerisse)
- Koppelfugenproblematik (Risse im Bereich der Koppelfugen)
- Bemessungsdefizite (sämtliche Risse)

Weiterführende Abhandlungen zu Ursachen und Folgen 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. Beispielauswahl (Dauerhaftigkeit)

In diesem Abschnitt 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

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

Um die Relevanz der oben genannten Schäden zu beurteilen, sind in Abbildung 4.3 Schadensursachen an Betonoberflächen an Brückenbauwerken, welche maßgeblich die Schädigungen des Überbaues darstellen, mit den entsprechenden Häufigkeiten aufgezeigt.

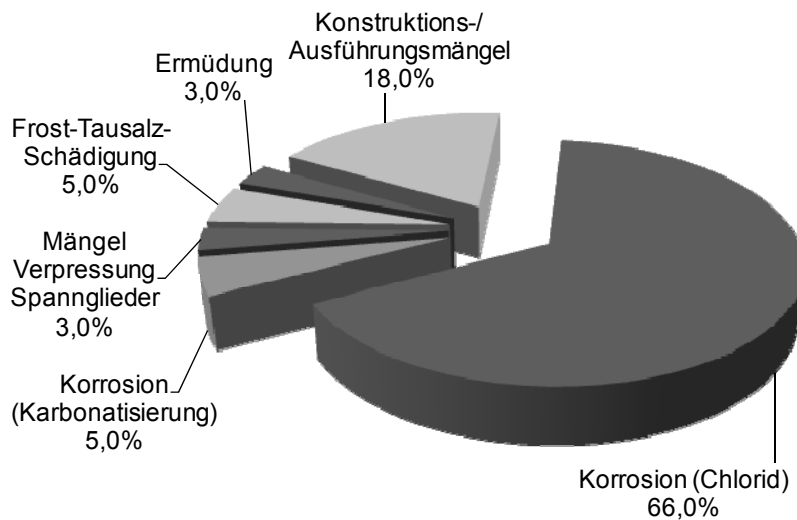


Abbildung 4.3: Schadensursachen an Betonoberflächen der Brückenbauwerke im deutschen Autobahnnetz (nach Schießl, Mayer 2007)

/Vorspannung/

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 (inkl. Reibkorrosion), SRK, 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 in Abplatzungen und Abwitterungen des Betons und müssen durch die Degradationsmodelle von Korrosion bzw. Frost- und Frost-Tausalzangriff berücksichtigt werden. Korrodierte Spannglieder müssen durch Korrosionsmodellierungen beschrieben werden. Gerissene und schadhafte Vorsatzschalen der Spannverankerung haben ihre Ursache entweder in unsachgemäßer Ausführung oder werden durch korrodierende Spannverankerungen 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 Umlenkkräfte der Spannstahlitzen bzw. -drähte auf (Weiher

2007; Dier 2008) und unterliegen somit abgesehen von der Alterung keiner Degradation. Der Einfluss von Verletzungen des Hüllrohres auf die Dauerhaftigkeit des Spannstahls muss allerdings berücksichtigt werden. Abweichungen von der Sollage 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 Wiederherstellung des Ausgangszustands nach Bauwerksprüfungen entstanden. Diese Schäden unterliegen ähnlich wie beim Hüllrohr nur der Alterung der Kunststoffe. Schäden an den Umlenkelementen sind durch Defizite in der Bemessung oder Ausführung begründet und somit ohne Degradation, oder unterliegen, da meist aus Stahlbeton, den bereits diskutierten Schädigungen des Stahlbetons. Ein gebeultes Hüllrohr kann auf gebrochene Spannglieder bzw. Spanndrähte zurück geführt werden, somit liegt die Ursache bei den oben bereits erwähnten Schädigungen des Spannstahls.

In Abbildung 4.4 ist die Verteilung der Schäden an Vorspannsystemen dargestellt.

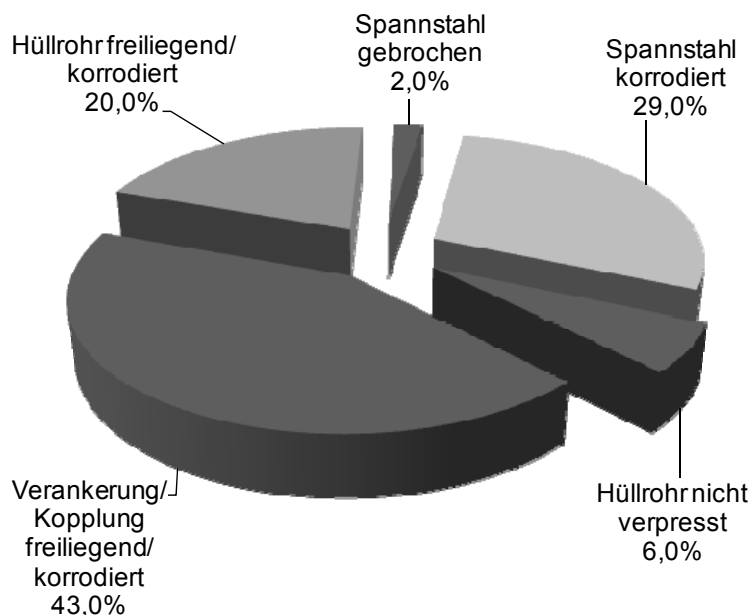


Abbildung 4.4: Verteilung der Schäden am Vorspannsystem (nach Zilch et al. 2005)

Vertiefte Diskussionen von Schäden an Vorspannsystemen und deren Ursache finden sich in (Stempniewski 2009), (Nürnberger 1980) usw.

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

- Karbonatisierung
- Chlorideindringung
- Bewehrungskorrosion
- Spannungsrisskorrosion (falls empfindlicher Spannstahl verbaut wurde)
- Ermüdung

- Frost- und Frost-Tausalz-Angriff
- Alkali-Kieselsäure-Reaktion
- Defizite der Konstruktion, infolge mangelhafter Bemessung und/oder Bauausführung

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

Weitere Abhandlungen zu Schäden an Massivbrücken finden sich unter anderem in (Ruhrberg 1982), (König et al. 1986), (Ruhrberg 1990), (Ruhrberg 1994), (Zilch et al. 2005), (Roos 2007) und (Thienel 2009), worauf in den folgenden Kapiteln bei Bedarf zurückgegriffen wird.

Um die oben genannten Schäden für das in Kapitel 3 erläuterte Modell aufzubereiten müssen folgende notwendige 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.

4.2 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.

Eine örtliche Unterscheidung bezüglich der Schadensfolge wird nicht vorgesehen, da die Karbonatisierung nur die Dauerhaftigkeit betrifft und die Auswirkungen dieser Schädigung an allen Bauwerksbereichen gleich ist. Lediglich für die aus der Karbonatisierung folgende Korrosion ist eine solche Unterscheidung zielführend, was aber im Kapitel zur Bewehrungskorrosion berücksichtigt wird. 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

Der Karbonatisierungsfortschritt war in den letzten Jahren Inhalt vieler Untersuchungen, wobei die Mehrzahl der entwickelten Karbonatisierungsmodelle auf dem 1. Fickschen Diffusionsgesetz basiert. 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:

$$x_k = \sqrt{K \cdot t} \quad (4.1)$$

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 Beziehung vorgeschlagen:

$$K = \frac{2 \cdot D_B \cdot c}{a} \quad (4.2)$$

mit

D_B	Diffusionskonstante [cm ² /s]
c	CO ₂ -Gehalt der Luft an der Betonaußenseite [g/cm ³]
a	Karbonatisierte Substanz [g/cm ³]

Für die erste Berechnung der Schädigungswahrscheinlichkeit bieten sich zur Ermittlung der Karbonatisierungstiefe zwei Herangehensweisen an. Zum einen ist es möglich den Karbonatisierungsfaktor anhand Gleichung (4.2) zu ermitteln. Praxistauglicher 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 Mittelwerte und 95% Quantilwerte angegeben.

Die Betondeckung kann für eine erste Berechnung den zur Planung des Bauwerks berücksichtigten Normen 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 (ungenau Ausführung; Ausführungsanforderung: keine) genannt.

Standsicherheits-, 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 Auswirkung auf die Dauerhaftigkeit betrachtet. Je nach Karbonatisierungstiefe werden nach (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) für die Dauerhaftigkeit folgende Schadensbewertungen festgelegt:

Tabelle 4.2: Dauerhaftigkeitsbewertung der Karbonatisierung (RI-EBW-PRÜF, 2007-11)

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

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 Tabelle 4.3 beurteilt:

Tabelle 4.3: Einfluss von Rissen auf die Dauerhaftigkeitsbewertung (RI-EBW-PRÜF, 2007-11)

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 bewegend Risse $> 0,4$ mm	-	0	4

Zur Berücksichtigung der Rissbreiten kann 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. Es ist allerdings zu berücksichtigen, dass bei der Dauerhaftigkeitsbewertung der verschiedenen Rissbreiten in (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) nicht in Bauwerke aus Stahlbeton und Spannbeton unterschieden wird. Da Spannstahl empfindlicher als Betonstahl ist, sollte der Einfluss von Rissen auf die Karbonatisierung für vorgespannte Konstruktionen strenger bewertet werden.

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.

Tabelle 4.4: Dauerhaftigkeitsbewertung von Schäden des Betongefüges/Abplatzungen (RI-EBW-PRÜF, 2007-11)

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 freil. Bewehrung	0	0	1-2
freiliegende Tragbewehrung mit korrodierter Bewehrung (keine nennenswerte Querschnittsminderung)	1	0	2
Tragbewehrung liegt im karbonatisierten Bereich und ist korrodiert (nicht Spannbewehrung)	1	0	3

So ist, analog zu den Rissen, der Einfluss von Schäden des Betongefüges auf die Karbonatisierung durch einen Vergleich der Dauerhaftigkeitsbewertungen möglich. Hohlstellen, Kiestester und Abplatzungen ohne freiliegende Bewehrung, mit ihrer Dauerhaftigkeitsbewertung $D = 1$, entsprechen somit einer Karbonatisierungstiefe von $1/3$ der Betondeckung. Freiliegende Bewehrung sollte abweichend von Tabelle 4.4 immer mit einer Dauerhaftigkeit $D = 3$ 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 Tabelle 4.4 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 (4.2)) ist nicht zielführend, da hiermit zwar die Qualität der Startwerte überprüft werden kann, aber keine Aussagen zur Aussagequalität der gesamten Modellierung möglich sind. Zweckmäßiger ist es, die Betondeckung und den Karbonatisierungsfaktor K zu bestimmen.

Zur Ermittlung des Karbonatisierungsfaktors ist es durch Umstellung von Gleichung (4.1) möglich, die gemessene Karbonatisierungstiefe x_K dem Betonalter gegenüberzustellen und somit den Karbonatisierungsfaktor zu bestimmen:

$$K = \frac{x_K^2}{t} \quad (4.3)$$

Die tatsächliche Karbonatisierungstiefe lässt sich durch einen Indikatorrest 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 Karbonatisierungstiefe nicht bestimmt werden, da an der Mantelfläche des Kerns frisch gemahlene unhydratisierte Zementkörner Alkalität vortäuschen (Hillemeier et al. 1999). Zur exakten Durchführung einer Bestimmung der Karbonatisierungstiefe wird auf weiterführende Literatur (DAfStb 1991) verwiesen.

Das Verfahren zur Bestimmung des Karbonatisierungsfortschritts 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:

$$f_x(x) = \frac{k}{r} \cdot \frac{\rho(x)^{k-1}}{(1 + \rho(x)^k)^2} \quad (4.4)$$

mit

$$\rho(x) = \frac{x - \tau}{r} \quad (4.5)$$

und der Verteilungsfunktion

$$F_x(x) = 1 - \frac{1}{(1 + \rho(x)^k)} \quad (4.6)$$

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:

Tabelle 4.5: Berechnungen zur Verteilung der Betondeckung (DBV 2002)

Median (Daten der Größe nach ordnen)	$\bar{x}_m = x_{\left(\frac{n+1}{2}\right)}$ <p>bei n ungerade</p> $\bar{x}_m = \frac{1}{2} \left[x_{\left(\frac{n}{2}\right)} + x_{\left(\frac{n+1}{2}\right)} \right]$ <p>bei n gerade</p>
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	$\tau = 0$

Zur Durchführung der Betondeckungsmessung 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. Eine Möglichkeit der Instandsetzung ist, durch eine Beschichtung das Eindringen von CO_2 zu hemmen. 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:

$$x_K = \sqrt{K \cdot (t - t_{\text{inst}})} + \sqrt{K_{\text{inst}} \cdot t_{\text{inst}}} \quad (4.7)$$

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.

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 (4.1) durchgeführt werden. Allerdings ist der Karbonatisierungsfaktor des Reparaturmaterials zu verwenden und die Zeitdauer bis zur Instandsetzung vom Bauwerksalter zu subtrahieren (Neustart der Schädigungsberechnung nach Instandsetzung). In Abbildung 4.5 ist das unterschiedliche Prinzip der beiden Vorgehensweisen dargestellt.

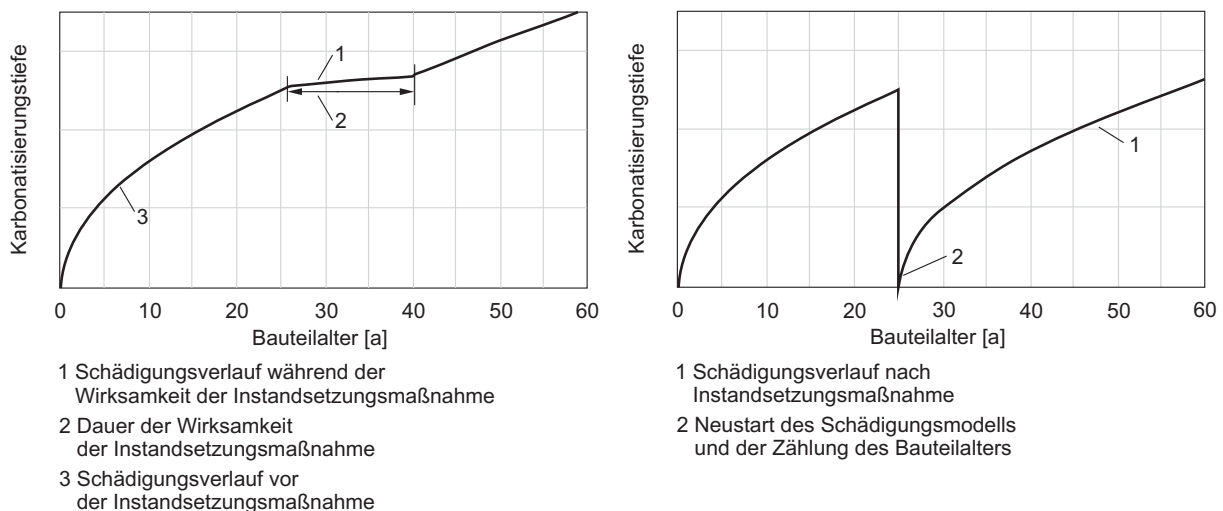


Abbildung 4.5: Instandsetzung durch karbonatisierungshemmende Beschichtung (oben) oder mittels Betonersatz (unten) nach (Novak et al. 2003)

4.3 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 Chloridbeaufschlagungen 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 Hohlfeilern, 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 die Auswirkungen von Chlorideindringung auf die Dauerhaftigkeit in allen Bereichen des Bauwerks gleich sind. 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 Schadensfall ableiten 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

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

Empirisches Schädigungsmodell

Um Aussagen über die Wahrscheinlichkeit einer chloridinduzierten 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.

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

$$x_c = \sqrt{D_w \cdot a_c \cdot t} \quad (4.8)$$

mit

x_c	Eindringtiefe für eine konstante Chloridkonzentration [cm]
D_w	Chloridwanderungskoeffizient im Beaufschlagungszeitraum [cm^2/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

Das probabilistische Schädigungsmodell wird mittels Transportvorgängen, welche sich durch das 2. Ficksche Gesetz darstellen lassen, beschrieben (Gehlen 2000), (DuraCrete 2000), (Lentz 2001), (Malioka 2008):

$$x_c = 2 \cdot \sqrt{k_e \cdot k_c \cdot D_{w,0} \cdot t_0^n \cdot t^{1-n}} \cdot \text{erf}^{-1} \left(1 - \frac{C_{krit}}{C_s} \right) \quad (4.9)$$

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 [mm^2/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]
$\text{erf}(\dots)$	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 Abbildung 4.6 ist der kritische Chloridgehalt in Abhängigkeit von der Betonqualität und der Bauteilfeuchtigkeit gegeben.

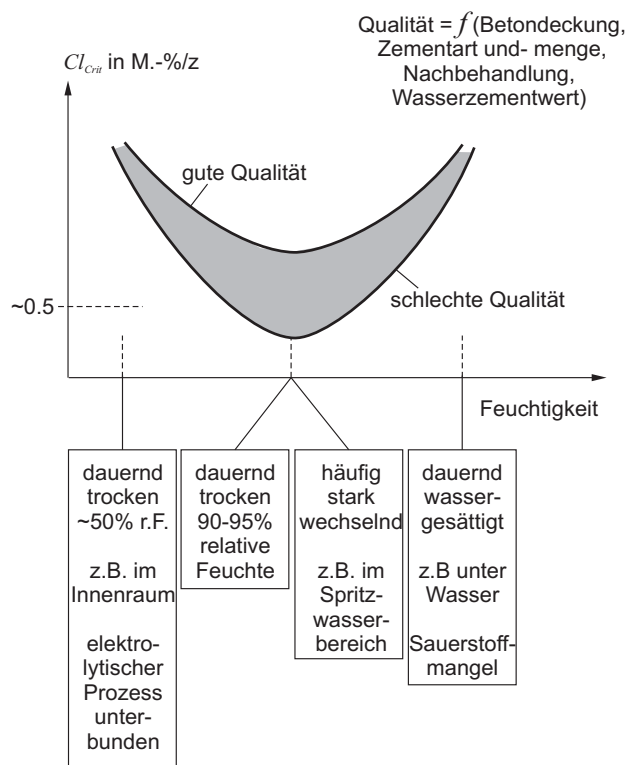


Abbildung 4.6: Kritischer Chloridgehalt in Abhängigkeit von der Betonqualität und der Feuchtigkeit (nach Gehlen 2000)

Ein weiterer Ansatz (siehe Abbildung 4.7 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 se-

hen. Bei steigendem kritischem Chloridgehalt wird auch die Korrosionswahrscheinlichkeit größer. Allerdings wird hierbei nicht auf den Einfluss der Betongüte eingegangen.

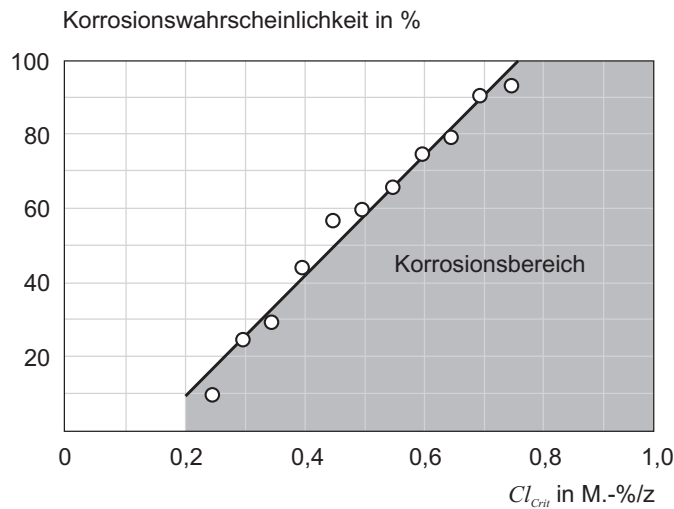


Abbildung 4.7: Wahrscheinlichkeit von Bewehrungskorrosion in Abhängigkeit des kritischen Chloridgehaltes (nach Breit 2001)

In (EN 206-1 (2001-07)), (DIN 1045-2 (2008-08)) wird der kritische Chloridgehalt entsprechend Tabelle 4.6 definiert. Dies entspricht auch den in den Beispielschäden aus (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) genannten Werten.

Tabelle 4.6: Höchstzulässiger Chloridgehalt (EN 206-1 (2001-07))

Betonverwendung	Höchstzulässiger Chloridgehalt M-%/z
ohne Betonstahlbewehrung oder anderes eingebettetes Metall (mit Ausnahme von korrosionsbeständigen Anschlagvorrichtungen)	1,00 %
mit Betonstahlbewehrung oder anderem eingebetteten Metall	0,40 %
mit Spannstahlbewehrung	0,20 %

Chloridwanderungskoeffizienten sind in (Novak et al. 2002) und (Pommerening et al. 2008a) gegeben.

Standisicherheits-, Verkehrssicherheits- und Dauerhaftigkeitsbewertung

In (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) wird die Tausalzbeanspruchung gemäß Tabelle 4.7 bewertet:

Tabelle 4.7: Dauerhaftigkeitsbewertung bei Chloridbeaufschlagung (RI-EBW-PRÜF, 2007-11)

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	0	0	2

Spannbeton) beträgt 2/3 der Betondeckung			
Chloridfront (> 0,4 M%-Z bei Stahlbeton, bzw. > 0,2 M%-Z bei Spannbeton) reicht an Tragbewehrung heran	0	0	3

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 notwendige Voraussetzung für die Bewehrungskorrosion. Sämtliche Schäden, deren Auswirkungen Risse und Störungen des Betongefüges sind, haben einen großen Einfluss auf die Chlorideindringung.

Der Einfluss von Rissen 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 in (Schießl 1986) zusammengestellte Versuchsergebnisse zeigen, dass bei chloridbeaufschlagten Rissen mit Rissbreiten zwischen 0,2 und 0,3 mm (bei einer Betondeckung von ca. 30 mm) eine Depassivierung binnen eines Jahres zu erwarten ist. (Melchers et al. 2006) berichtet, dass es bereits durch Mikrorisse (kleiner als 0,3 mm) zu einer vermehrten Chlorideindringung kommen kann. 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 Tabelle 4.8 beurteilt:

Tabelle 4.8: Einfluss von Rissen auf die Dauerhaftigkeitsbewertung (RI-EBW-PRÜF, 2007-11)

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		0	3-4
sich unter Verkehrslast bewegende Risse > 0,4 mm		0	4

Zur Berücksichtigung des Einflusses der Rissbreite auf die Chlorideindringung kann die Dauerhaftigkeitsbewertung von Rissen im Sprühnebelbereich der Dauerhaftigkeitsbewertung in Abhängigkeit der Chlorideindringtiefe gegenübergestellt werden. So entsprechen Risse mit 0,1 - 0,2 mm (D = 2) einer Chlorideindringtiefe 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, Kiesnestern 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.

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 (4.8) nach D_w aufgelöst.

$$D_w \cdot \alpha_c = \frac{x_{c,i}^2}{t_i} \quad (4.10)$$

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 Indikatorstest zur Bestimmung der Karbonatisierungsprüfung, finden Verwendung. Die Genauigkeit dieser Prüfverfahren geht von „hinreichend genauer Bestimmung des Chloridgehaltes“ bei nasschemischen Laborverfahren, bis zu „minderer 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 sowie 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 geeig-

net (Molkenthin 2009). Als weiterführende Literatur zur herkömmlichen Bestimmung des Chloridgehaltes sei (Dorner, Kleiner 1989) und (Springenschmid 1989) genannt. 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:

$$x_C = \sqrt{D_W \cdot (t_C - t_{C,inst})} + \sqrt{D_{W,inst} \cdot t_{(C,inst)}} \quad (4.11)$$

mit

x_C Eindringtiefe für eine konstante Chloridkonzentration [cm]

D_W Chloridwanderungskoeffizient [cm²/a]

$D_{W,inst}$ Chloridwanderungskoeffizient während der Wirksamkeit der Instandsetzungsmaßnahme [cm²/a]

t_C Dauer der Chloridbeaufschlagung [a]

$t_{C,inst}$ Dauer der Chloridbeaufschlagung während Wirksamkeit der Instandsetzungsmaßnahme [a]

Eingangswerte 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 chloridhaltigen Betons und eine Neuprofilierung der Betonoberfläche. Nach durchgeführter Instandsetzung lässt sich die Chlorideindringtiefe auf Grundlage des Chloridwanderungskoeffizienten des Reparaturmaterials und den Umgebungsbedingungen erneut von Null an berechnen.

4.4 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 Abbildung 4.8).

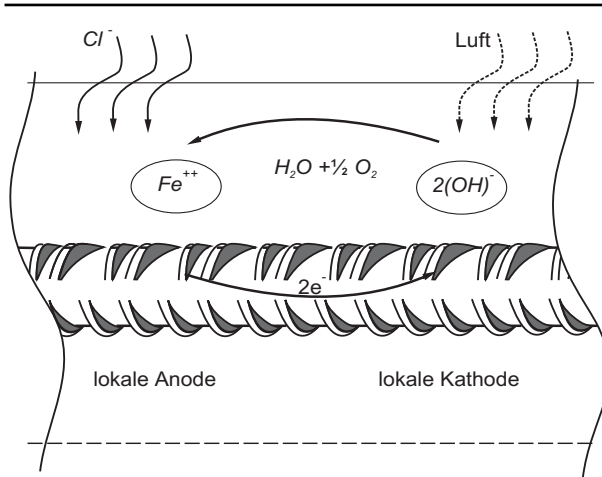


Abbildung 4.8: Schematische Darstellung der Korrosion (nach Breit 2008)

Der Korrosionsprozess lässt sich in die Einleitungsphase und die Schädigungsphase unterteilen (siehe Abbildung 4.9), 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.

Schädigungsgrad eines Bauwerks

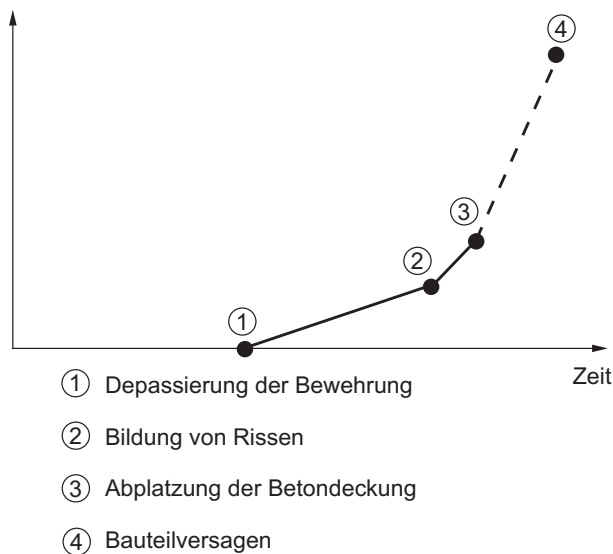


Abbildung 4.9: Zeitlicher Verlauf des Korrosionsprozesses (nach Tuutti 1982)

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

- Depassivierung der Stahloberfläche
- Sauerstoffangebot an der Stahloberfläche
- Feuchtigkeitsangebot an der Stahloberfläche

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 ausreichend 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. Lochfraßkorrosion kann aber auch infolge von Karbonatisierung 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 Korrosionserscheinungen 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 dass sich dies in Form von Rissen oder Abplatzungen ankündigt. 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 an, während sie bei wassergesättigtem Beton aufgrund Sauerstoffmangels stark verlangsamt (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- bis 10-fach kleinere Abrostungsrate (Broomfield 2003). Dies muss aber nicht weiter berücksichtigt werden, da die Temperatur über das Bauwerk verteilt konstant angenommen werden kann.

Eine Berücksichtigung örtlich unterschiedlicher Schadensauswirkungen wird für das Beispiel des Überbaues, in 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 sämtlicher Grenzzustände der Tragfähigkeit, welche durch Systemanalysen des jeweiligen Bauwerks bestimmt werden können. Dieser Aufwand ist stets gegenüber den Vorteilen und dem 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 lässt. In 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.

Im Folgenden wird der Schädigungsverlauf bei Bewehrungskorrosion durch einen zeitlich linearen Korrosionsabtrag behandelt, welcher je nach betrachtetem Schädigungsniveau einer zulässigen Abrostung Δs_{zul} gegenübergestellt wird. Auf die Bestimmung des zulässigen Korrosionsabtrags wird im Unterkapitel zur Auswirkung auf die Standsicherheit näher eingegangen. Der Korrosionsabtrag lässt sich folgendermaßen ermitteln:

$$\Delta s = r_{Bew} \cdot t \quad (4.12)$$

mit

Δs Absoluter Korrosionsabtrag am Bewehrungsstahl [μm]

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

t Zeit nach Depassivierung der Bewehrung [a]

Auch Risse und Abplatzungen, welche eine direkte Folge aus dem Korrosionsabtrag und dem daraus folgenden Sprengdruck des Korrosionsprodukts sind, können über eine Modellierung in Bezug auf die Abrostraten abgeschätzt 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, aber im weiteren Schädigungsverlauf, infolge von Rissen und Abplatzungen, zu einem umgekehrten Effekt (Almusallam et al. 1996). In (FIB 2000) wurde 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 im Rahmen dieser Arbeit die Bewehrungskorrosion ausschließlich über Abrostungsraten behandelt. Im Folgenden werden einige recherchierte Abrostungsraten, in Abhängigkeit verschiedener Randbedingungen, genannt.

In (Novak et al. 2002) sind Abrostungsraten pro Jahr in Abhängigkeit der Chloridkonzentration, der Karbonatisierungstiefe sowie der Betondeckung c gegeben (Tabelle 4.9).

Tabelle 4.9: Abtragsraten infolge Korrosion für Karbonatisierung und Chlorideindringung (Novak et al. 2002)

Karbonatisierung:	Betondeckung c [cm]	Chloridkonzentration [M.-%/z]	jährliche Abtragsrate [$\mu\text{m/a}$]
ja	$c \leq 2$	-	60
	$2 < c \leq 4$		20
	$c > 4$		3
ja	alle (unabhängig von der Betondeckung)	0,5	100
		2,0	150
nein	alle (unabhängig von der Betondeckung)	0,5	10
		2,0	50

Weitere Korrosionsraten werden in (DuraCrete 1998) genannt. Es wird abhängig von der Expositionsklasse gemäß (DIN 1045-1 (2008-08)) der Mittelwert und die Standardabweichung für die Korrosionsgeschwindigkeit ($\mu\text{m/Jahr}$) wie in Tabelle 4.10 dargestellt angegeben.

Tabelle 4.10: Korrosionsraten in Abhängigkeit der Expositionsklassen (DuraCrete 1998)

Expositionsklasse		Korrosionsgeschwindigkeit, $\mu\text{m/a}$		mittlere Nasszeit [-]
		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

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-Verteilung angegeben.

Ein weiterer Ansatz für die Vorhersage der Korrosionsgeschwindigkeit von Bewehrungsstahl nach der Depassivierung der Bewehrung ist in (Sarja, Vesikari 1996) in Abhängigkeit von der relativen Feuchte zu finden. Die in Tabelle 4.11 dargestellten Werte sind Mittelwerte.

Tabelle 4.11: Korrosionsraten in Abhängigkeit von der Feuchte (Sarja, Vesikari 1996)

Relative Feuchte [%]	Korrosionsrate bei 20°C [$\mu\text{m/a}$]	
	Karbonatisierter Beton	Mit Chloriden belasteter 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

Für direkt berechnete Bauteile ermittelt (Sarja, Vesikari 1996) eine durchschnittliche relative Feuchte von 95 % und für Bauteile die vor Regen geschützt sind wird eine durchschnittliche relative Feuchte von 90 % vorgeschlagen. Die Bauteiltemperatur hat laut (Sarja, Vesikari 1996) ebenso Einfluss auf die Korrosionsrate, welche in Abhängigkeit davon mithilfe folgender Gleichung berechnet werden kann:

$$r_{Bew} = c_T \cdot r_0 \quad (4.13)$$

mit

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

c_T Temperaturkoeffizient [-]

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

Tabelle 4.12 zeigt Temperaturkoeffizienten, welche für ausgewählte europäische Städte genannt werden. Allerdings wird ausdrücklich darauf verwiesen, dass die Bauteilerwärmung durch direkte Sonnenbestrahlung nicht berücksichtigt wurde.

Tabelle 4.12: Temperaturkoeffizienten zur Berücksichtigung des Temperatureinflusses (Sarja, Vesikari 1996)

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

Stand sicherheits-, Verkehrssicherheits- und Dauerhaftigkeitsbewertung

Die Korrosion von Bewehrungsstahl ist ein Schaden, der einen Einfluss auf Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit hat. Der Einfluss auf die Standsicherheit 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 Standsicherheitsbewertungen gegeben. Hierbei wird zwischen korrodierter Bewehrung (S = 1), einsetzender Querschnittsminderung (S = 2), fortgeschrittener Querschnittsminderung (S = 3) und teilweisem Ausfall der Tragbewehrung (S = 4) unterschieden.

Tabelle 4.13: Schadensbewertungen von Korrosionsschäden (RI-EBW-PRÜF, 2007-11)

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

Da eine detaillierte Auswertung der Zusammenhänge zwischen den modellierten Abrostungen und der Standsicherheit 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 Schadensbewertungen der Schadensbeispiele zugehörigen Querschnittsschwächungen gegenüberstellt. Um diese Querschnittsschwächungen wiederum mit den berechneten Abrostungen zu verknüpfen, wird ein Standarddurchmesser der Bewehrung zu 20 mm gewählt und darauf aufbauend die Querschnittsschwächung infolge Abrostung berechnet. Durch diese Annahme lassen sich die zulässigen Abrostungen für jedes Schadensniveau ermitteln (Tabelle 4.14).

Tabelle 4.14: Beispielschäden mit zugehörigen Querschnittsschwächungen (Pommerening et al. 2008b)

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 korrodierter Bewehrung, einsetzende Querschnittsminderung	2/0/3	2 %	100 µm
002-07: stark korrodierte Bewehrung, fortg. Querschnittsminderung	3/0/3	10 %	500 µm
002-08: stark korrodierte Bewehrung, teilweiser Ausfall der Tragbewehrung	4/0/4	20 %	1000 µm

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

Zur Auswirkung von Abplatzungen infolge Korrosion auf die Verkehrssicherheit wird, falls dies über dem Verkehrsraum geschieht, in (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) 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 im Rahmen dieser Arbeit 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 der Ermüdung zu berücksichtigen. Zum einen ist die Wechselwirkung zwischen Bewehrungskorrosion und Bewehrungsermüdung additiv zu betrachten. So addiert sich der Querschnittsverlust infolge Korrosion mit den ausgefallenen Bewehrungsstäbe bzw. Spannglieder infolge 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 Spannungsrisskorrosion zu beachten. So ist zwar anzunehmen, dass die Korrosion der schlaffen Bewehrung keinen direkten Einfluss auf den Schädigungsfortschritt der Spannstähle infolge SRK hat, aber bei der Ermittlung der Resttragsicherheit bei einem Ausfall von Spannbewehrung ist zu berücksichtigen, dass aufgrund des Querschnittsverlustes infolge Korrosion weniger Betonstahl zur Verfügung steht.

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 weitere Wechselwirkung ist theoretisch zwischen Rissen und Abplatzungen infolge Korrosion auf der einen Seite und chloridinduzierter bzw. karbonatisierungsinduzierter Depassivierung auf der anderen Seite 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 dadurch 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 Potentialfeldmessung (BAM 2007). Hierbei werden zur Ortung von Bewehrungskorrosion in Stahl- und Spannbetonbauten die Differenzen der elektromagnetischen Potentiale zwischen der Bewehrung und einer Bezugs elektrode gemessen. Das Verfahren kann lediglich 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 Einfluss auf die Messgenauigkeit haben, sollte dieses Verfahren erfahrenen Anwendern vorbehalten bleiben. Des Weiteren 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 Potentialfeldmessung 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 reprofilierten der Betonoberfläche eine Instandsetzung durchzuführen, oder im Falle eines größeren Korrosionsfortschritts durch Zulagebewehrung und Spritzbetonverstärkung die ursprüngliche Tragfähigkeit wiederherzustellen. Angaben zur sachgemäßen Instandsetzung finden sich in (ZTV-ING, 2007-12) und (DAfStb 2001).

4.5 Ermüdung

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

Besonders unter Beachtung der Prognosen zum Anstieg des Güterverkehrs (siehe Abbildung 4.10) und unter Berücksichtigung des Anstieges der genehmigungspflichtigen Schwerverschlepptransporte (siehe Abbildung 4.11) muss der Ermüdung und den daraus entstehenden Schadensfolgen bei der Bauwerksprüfung ein hoher Stellenwert beigemessen werden.

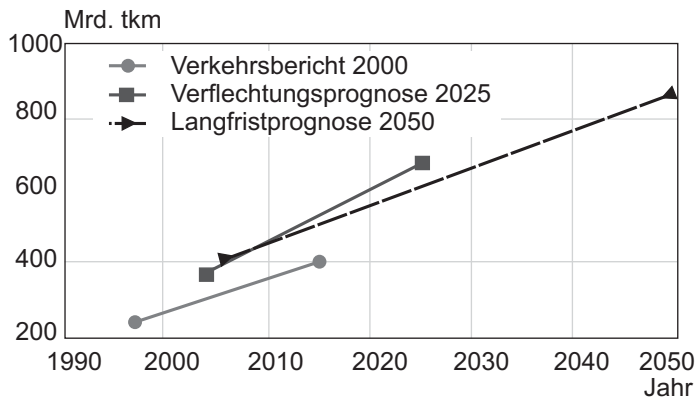


Abbildung 4.10: Prognosen zur Entwicklung des Straßengüterverkehrs (nach Kaschner 2009a)

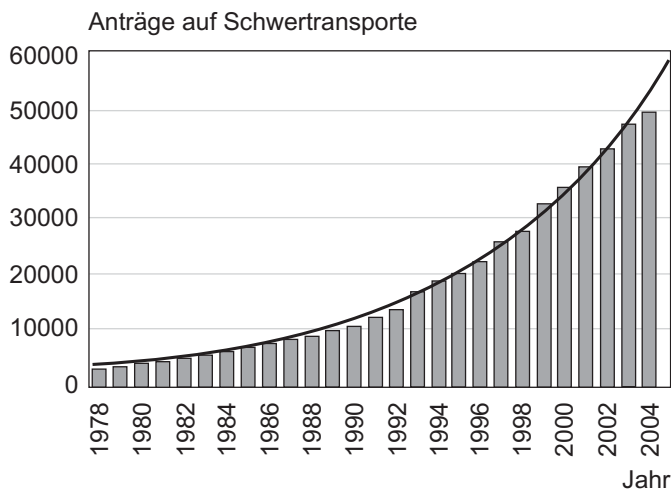


Abbildung 4.11: Anzahl der Anträge für Schwertransporte bei der Autobahndirektion Nordbayern (nach Kaschner 2009a)

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 Dauerschwingversuche durchgeführt. Dabei wird der untersuchte Werkstoff einer zyklischen Belastung mit konstanter Oberspannung und Spannungsschwingbreite ausgesetzt. Die Zyklen werden solange fortgesetzt, bis der Prüfkörper versagt bzw. eine bestimmte Anzahl von Lastspielen ohne Versagen erreicht wird (Durchläufer). Die Gegenüberstellung von Spannungsschwingbreite und ertragener Lastspielzahl 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. Abbildung 4.12 zeigt die bilineare Wöhlerlinie für Betonstahl und Spannstahl im doppeltlogarithmischen Maßstab gemäß (DIN-FB 102 (2009-03)).

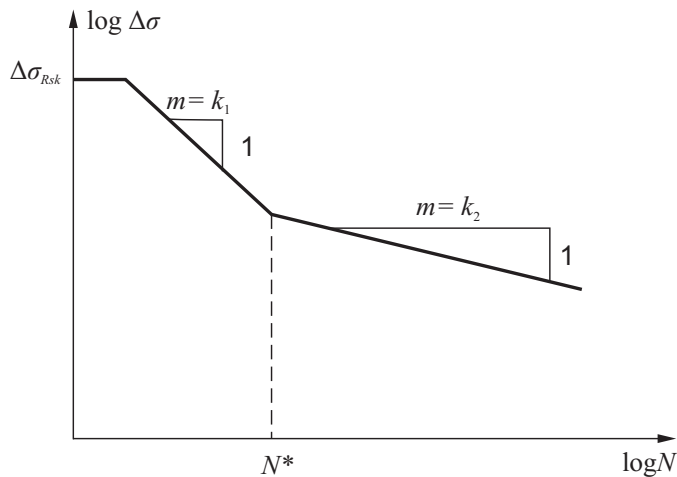


Abbildung 4.12: Wöhlerlinie für Betonstahl und Spannstahl (nach DIN-FB 102 (2009-03))

Im Zeitfestigkeitsbereich, welcher bis zum Knickpunkt bei N^* Lastwechseln geht, ist die Steigung mit k_1 angegeben und für Lastspielzahlen $N > N^*$ ist die Steigung k_2 . Laut (Zilch et al. 2004) bedarf es zur Festlegung einer 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 Ermüdungsversagen von Bewehrungs- und Spannstählen lässt sich in die drei Phasen Rissentstehung, stabiles Risswachstum und instabiles Risswachstum untergliedern. Während es in der ersten Phase zu Mikrorissen im Materialgefüge kommt, pflanzt sich der Riss in der zweiten Phase 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 % der Druckfestigkeit angegeben. Die Extrapolation von Versuchsergebnissen von (Hohberg 2004) deutet darauf hin, dass eine Dauerschwingfestigkeit, je nach Beton, zwischen 30 % und 45 % der Druckfestigkeit denkbar ist. Der Schädigungsfortschritt von Beton unter ermüdungsrelevanten Beanspruchungen ist in der Regel mit Verformungen verbunden. Somit lässt sich Betonermüdung zwar anhand der zeitlichen Änderung der Steifigkeit, nicht aber durch eine Änderung der Festigkeit beobachten (Hohberg 2004).

Aufgrund des geringeren Einflusses auf die Bemessung und dem komplexen Versuchsaufbau stehen für zugbeanspruchten Beton deutlich weniger Untersuchungsergebnisse 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 2012) 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 Lastwechselzahlen ohne Versagen in der Größenordnung 10^7 bis 10^8 zeigten.

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 Verkehrsaufkommen, 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 (Köhler 2012) 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 angewendet wird, ermittelt auf Basis bruchmechanischer Überlegungen den Spannungszuwachs an der Riss Spitze eines Ermüdungsrisses. Bei diesem Verfahren ist es möglich die Belastungsgeschichte 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 dieser Arbeit nicht weiter berücksichtigt.

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

Eine weitere Nachweisform, 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 so lange addieren, bis eine Grenzschiädigung erreicht ist. Die einzelnen Schädigungen lassen sich durch eine Gegenüberstellung der auftretenden Lastwechsel mit den ertragbaren Lastwechseln, welche sich aus den Wöhlerlinien des Materials ablesen lassen, für jede Spannungsschiwingbreite ermitteln. Die Gesamt-

schädigung lässt sich demnach mittels eines dimensionslosen Schädigungsfaktors wie folgt darstellen:

$$D_{vorh} = \sum \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} \quad (4.14)$$

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 $D_{grenz} = 1$ tritt definitionsgemäß ein Ermüdungsver-sagen ein.

4.5.1 Ermüdung an Spannbetonbrücken

Durch Belastungen aus Verkehr und Temperatur kann es bei Brücken zum Auftreten ermüdungsrelevanter Spannungsschwingbreiten kommen. Spannbetonbrücken wurden in der Vergangenheit immer mit der Vorgabe, einer im Gebrauchszustand überdrückten Zugzone gebaut, welche keine Risse aufweisen und demnach auch keine Ermüdung des Spannstahls zulassen 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. Ermüdungsrelevante Spannungsschwingbreiten treten bei Spannbetonbrücken nur in gerissenen Querschnitten auf. 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 nicht mit Sicherheit zu entdecken.

Im Folgenden werden deshalb Vorschläge dazu gemacht, wie eine Schädigung des Spannstahls aufgrund Ermüdung in Bezug auf eine zuverlässigkeitsbasierte Bauwerksprüfung behandelt werden sollte.

4.5.1.1 Ermüdung des Spannstahls

Das geplante Vorgehen unterteilt sich in zwei Nachweisstufen. In der ersten Stufe soll versucht werden, nachzuweisen, dass die auftretenden Spannungsschwingbreiten unterhalb der Dauerfestigkeit des Spannstahls liegen und die betrachtete Brücke deshalb unempfindlich gegen Ermüdung ist. Gelingt dieser Nachweis nicht, soll durch Annahmen zur stochastischen Verteilung der Einwirkungen und Widerstände die Wahrscheinlichkeit eines Ermüdungsver-sagens errechnet werden. 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 Bauwerke mit Vorspannung im Verbund. Bei intern verbundlos bzw. extern vorgespannten Brücken, erfährt das Spannglied

selbst bei gerissenem Querschnitt nur geringe Spannungsänderungen und ist somit nicht ermüdungsgefährdet. Des Weiteren sind laut (Zilch, Buba 2002) Bauwerke mit verbundloser Vorspannung erst in den letzten Jahren entstanden und entsprechen somit nahezu dem heutigen Stand der Technik (Brückenklasse 60/30, Berücksichtigung der Temperaturlastfälle, ausreichende Mindestbewehrung), wodurch diese Bauwerke als unproblematisch in Bezug auf 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 4.5.2) wichtig, ob sich der Querschnitt im Zustand I (ungerissen), oder im Zustand II (gerissen) befindet. Abbildung 4.13 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.

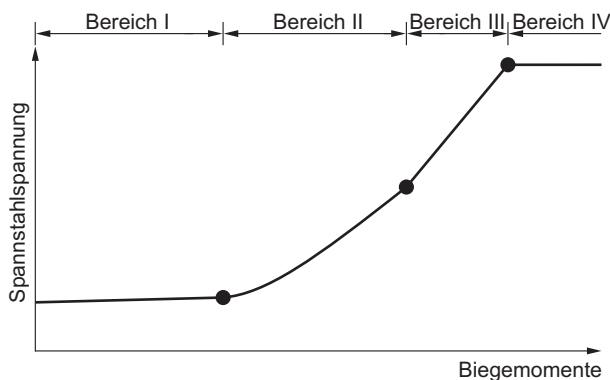


Abbildung 4.13: M- σ – Beziehung für Spannstahlbewehrung (nach Zilch, Buba 2002)

Die Spannungsschwingbreite des Spannstahls ist also 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 - 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 oben genannte Momenten-Spannungs-Diagramm nur durch numerisch aufwändige Iterationsrechnungen, unter Berücksichtigung von Verträglichkeits- und Gleichgewichtsbedingungen ermitteln lässt, wird zur Ermittlung des Momenten-Spannungsdiagramms im Rahmen dieser Arbeit 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 $E_{\text{Spannstahl}} / E_{\text{Beton}}$ -fachen (ca. 7-fachen) 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 zugrunde 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 im Bruchzustand lediglich der Spannstahl voll belastet wird. Der Bereich II und III erstreckt sich bis zu einem Ordinatenwert, welcher dem Moment im Bruchzustand entspricht. Die zugehörige Spannstahlspannung am Ende des Bereichs III entspricht der Streckgrenze des verwendeten Spannstahls.

Mittels dieses Vorgehens lässt sich nun für jede Brücke, allein auf Grundlage der jeweils verwendeten Normen und bei Kenntnis des statischen Systems und der 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 abschätzen. Da für Spannstähle, im Gegensatz zu Bewehrungsstäben, explizit kein Dauerschwingfestigkeit gegeben ist, wird in (Zilch et al. 2004) vorgeschlagen, aus den entsprechenden Wöhlerlinien den Wert für $N = 10^8$ Lastwechsel unter Berücksichtigung eines Teilsicherheitsfaktors $\gamma_{s, fat} = 1,15$ als Grenzwert der Dauerschwingfestigkeit anzusetzen. Falls die errechneten Spannungsschwingbreiten des Spannstahls unterhalb dieses Wertes liegen, kann eine Ermüdungsschädigung ausgeschlossen werden.

Wenn die gewählte Grenzspannungsschwingbreite überschritten wird, muss in einem detaillierten Nachweis die Wahrscheinlichkeit errechnet werden, mit der die maximal ertragbare Anzahl von Spannungswechseln erreicht wird. Dazu müssen die Spannungsschwingbreiten 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 oben genannte 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 aufgebrachten 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 infolge einer idealisierten 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 Spannungs-

schwingbreite und den statistisch unzureichend abgesicherten Daten der Wöhlerlinien begründet. Koppelfugen werden in diesen Überlegungen explizit ausgenommen.

4.5.1.2 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 Stahlschwingbreiten in gerissenen Querschnitten (Zustand II) deutlich größer als in ungerissenen Querschnitten (Zustand I) sind, sind die Spanngliedkopplungen und die Bewehrungsstäbe in den Koppelstellen oft besonders hohen Ermüdungsbeanspruchungen ausgesetzt. Zusammen mit einer niedrigen Ermüdungsfestigkeit der Spanngliedkopplungen kann dies zu Ermüdungsbrüchen der Koppelelemente 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 Koppelelemente abstützt sind viele Arbeitsfugen nicht ausreichend überdrückt.

Zur genaueren Klärung der Ursachen wird auf die weiterführende Literatur verwiesen (König, Gerhardt 1986), (Mehlhorn, Dietrich 1983), (Buschmeyer et al. 2009), (Iványi, Buschmeyer 2002), u.a.).

Um die Problemstellen der Spanngliedkopplungen zu entschärfen wurden 1977 per Soforterrlass die Zulassungsbescheide aller Spannverfahren angepasst. Diese Änderungen wurden dann mit Einführung von (DIN 4227 - Teil 1 (1979-12)) auch normativ festgelegt. Durch Einführung der „*Zusätzlichen Technischen Vorschriften für Kunstbauwerke*“ (ZTV-K 1980) wurde diese Problemstellung aufgearbeitet, so dass 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 Temperaturgradi-

ten 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 in Kombination mit voller und beschränkter Vorspannung nachzuweisen.

Gelingt der Nachweis in einer der drei Stufen, liegt nach Definition der Handlungsanweisung kein Dauerfestigkeitsschaden vor. Es ist lediglich der Korrosionsschutz in den gerissenen Querschnitten sicherzustellen. Falls in 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 beeinflusst, bedarf weiterer Untersuchungen. So wurde in (Zilch et al. 2008) anhand einer Beispielrechnung gezeigt, dass sich die Spannungsschwingbreite der Spanngliedkopplung unter Einwirkung eines 60 t-LKW um knapp ein Drittel erhöht.

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 zu einem gesuchten Zeitpunkt erreicht ist.

4.5.1.3 Ermüdung der Betondruckzone bei Normalbeton

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 von (ENV 1992-2 (1996-09)) 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.

4.5.1.4 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 Querkraftbewehrung ab. Hierauf wird im Kapitel 4.8.2 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.

4.5.2 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 Rissbreitenänderungen ist nur mit sehr großem rechnerischem Aufwand möglich. Zudem ist es durchaus möglich, dass bei der Bauwerksprüfung Risse nicht entdeckt werden, weil die Rissöffnung zeitabhängig ist. Zum einen ist die tageszeitabhängige Verteilung des Schwerverkehrs, zum anderen aber vor allem die Temperaturbelastung hierfür verantwortlich (Buba 2005).

4.5.2.1 Ermüdung des Betonstahls

Im Folgenden wird die Anwendung des bereits für Spannstahl beschriebenen Modells für die Betonstahlbewehrung in Stahlbetonbrücken erläutert. Für den Betonstahl wird im Rahmen dieser Arbeit 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 weiteren 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 Abbildung 4.14 je nach verwendeter Stahlsorte darstellen.

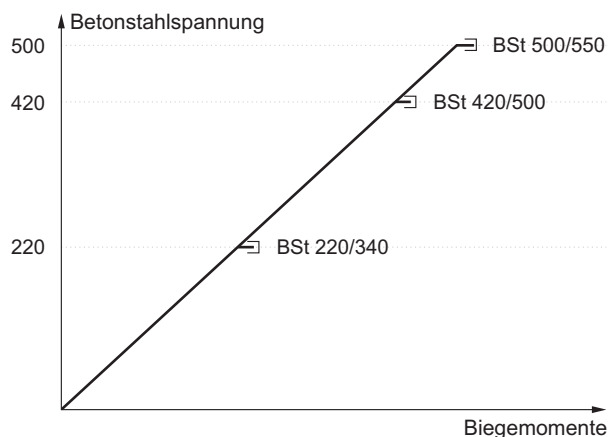


Abbildung 4.14: Rechnerische $M - \sigma_s$ Beziehung des Betonstahls (nach Zilch, Buba 2002)

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 Betonstahlspannung darstellt, lässt

sich nun die Spannungsschwingbreite für die Momentendifferenz aus der Ermüdungsbelastung ermitteln:

$$\Delta\sigma_s = \frac{\sigma_{s,\text{zulässig}}}{M_{\text{Bemessung}}} \cdot \Delta M_{\text{Ermüdung}} \quad (4.15)$$

mit

$\Delta\sigma_s$ Spannungsschwingbreite des Betonstahls [N/mm²]

$\sigma_{s,\text{zulässig}}$ Zulässige Zugspannung des Betonstahls [N/mm²]

$M_{\text{Bemessung}}$ Bruchmoment für Bemessung [kNm]

$\Delta M_{\text{Ermüdung}}$ Momentendifferenz aus wechselnder Belastung [kNm]

Wenn nun die so ermittelte Spannung $\Delta\sigma_s \leq 70$ N/mm² 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:

$$g_{\text{Erm}}(t) = D_{\text{grenz}} - D_{\text{vorh}}(t) \quad (4.16)$$

mit

$g_{\text{Erm}}(t)$ Grenzzustandsfunktion für Ermüdung in Abhängigkeit der Zeit [-]

D_{grenz} Grenzschädigung = 1 [-]

$D_{\text{vorh}}(t)$ Vorhandene Schädigung auf Grundlage der Schadensakkumulation nach Palmgren-Miner, in Abhängigkeit der Zeit [-]


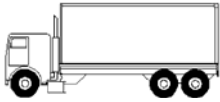
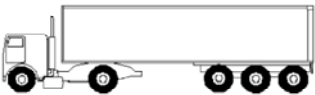
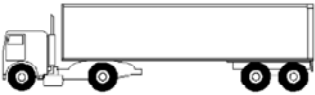

Die Einwirkung D_{vorh} kann auf Grundlage der entsprechenden Wöhlerlinien mit Gleichung (4.14) ermittelt werden. Allerdings müssen sämtliche Parameter zur Ermittlung der Spannungsschwingbreite als streuende Größen erfasst werden. In (Buba 2005) ist das Vorgehen zur Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit 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 2009b) 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 pauschalieren. So wird in (Zilch et al. 2008) auf Grundlage mehrerer Annahmen zum System die Spannungsschwingbreite, und daraus durch Annahmen über die 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 dort mit den in Tabelle 4.15 dargestellten fünf verschiedenen Fahrzeugtypen belastet und anhand von Einflusslinien das maximal auftretende Moment aus der Überfahrt der jeweiligen Schwerfahrzeuge ermittelt.

Tabelle 4.15: Ermüdungslastmodell 4 (DIN EN 1991-2 (2004-05))

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	70 100 90 80 80	10,0	5,0	5,0	A B C C C

Durch Annahme einer linearen Momenten-Spannungs-Beziehung (siehe Abbildung 4.14) konnten die jeweiligen Spannungsschwingbreiten für die untersuchten Schwerfahrzeuge berechnet werden (vgl. Gleichung (4.15)). Die Spannungsschwingbreiten sind in Abbildung

4.15 in Abhängigkeit der Spannweite auf der linken Ordinatenachse 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 (4.14)) der ertragbare Schwerverkehr berechnet werden. Auf der rechten Ordinatenachse 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.

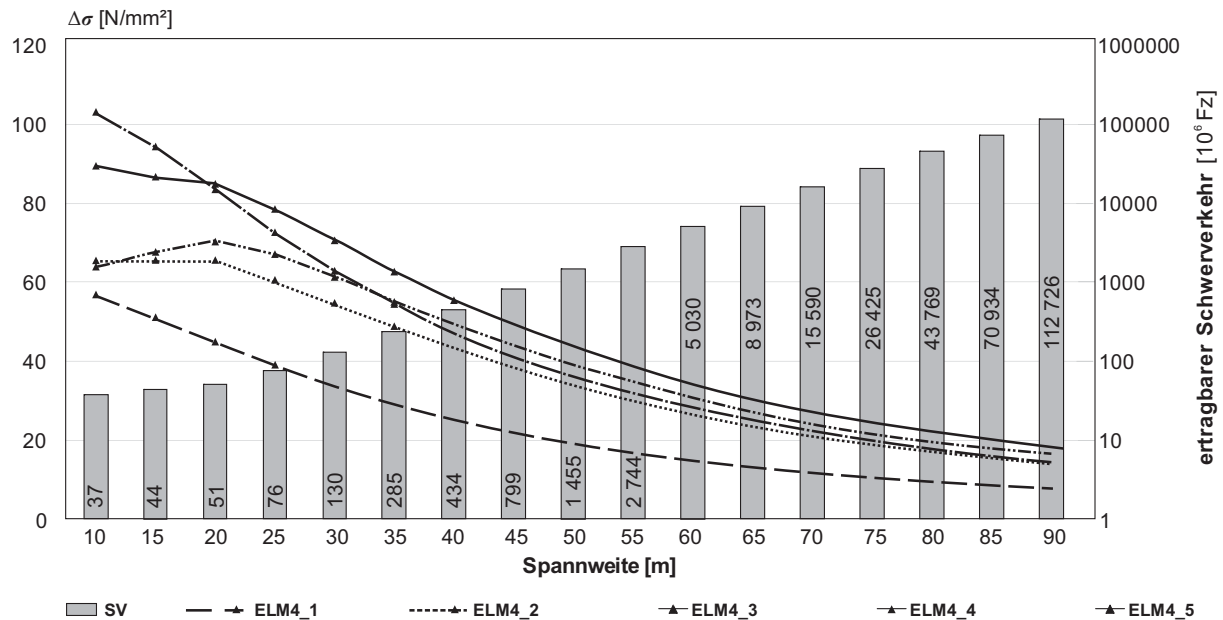


Abbildung 4.15: Spannungsschwingbreite der Betonstahlbewehrung (Linien, linke Ordinate) und ertragbarer Schwerverkehr (Balken, rechte Ordinate) in Abhängigkeit der Spannweite eines Einfeldträgers, für verschiedene Verkehrslastmodelle (nach Zilch et al. 2008)

Stand sicherheits-, 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 ausgefallene 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, welche einer Standsicherheitsbewertung vier entspricht.

Nach Meinung des Verfassers ist es sinnvoll die Ermüdung von Beton- und Spannstahl mit einer Standsicherheitsnote vier zu bewerten, sobald die rechnerische Restlebensdauer erreicht wird. Die in dieser Arbeit 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 ist als man aufgrund des Restquerschnittes erwarten könnte (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 wurden hierzu keine quantitativen Angaben gemacht.

Im Falle eines gemeinsamen Auftretens von Ermüdung und Korrosion, muss neben der direkten Interaktion auch eine kumulative Interaktion berücksichtigt werden, da es zur Summierung des ausgefallenen Querschnitts kommt.

Untersuchungsmethoden

Wenn die Restlebensdauer mit entsprechender Wahrscheinlichkeit erreicht ist, bieten sich folgende Maßnahmen zur Feststellung des Ist-Zustandes 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 durch die herkömmlichen visuellen Prüfverfahren u.U. nicht zu entdecken sind, bzw. wenn Unklarheit über die Ermüdungsrelevanz von Rissen besteht, sollte durch ein geeignetes Monitoringkonzept (Bergmeister 2003), (Penka 2004), (Zilch et al. 2009b) hierüber Klarheit geschaffen werden.

Auch durch Analyse der Bauwerksschwingungen (z.B. Änderungen in Eigenfrequenzen und Eigenformen) wird mitunter versucht Aussagen über Schädigungen am Bauwerk zu machen (Strauss 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 Brückensklasse und einem Überfahrverbot für schwere LKW kann die Spannungsschwingbreite reduziert werden. Eine weitere Möglichkeit ist, durch externe Vorspannung die Spannungsschwingbreite zu reduzieren (Zilch, Hennecke 2001).

4.6 Frost- und Frost-Tausalz-Angriff

Frost- und Frost-Tausalz-Beanspruchung 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 V.-% 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 Expositionsclassen (Mindestfestigkeit) in (DIN 1045-1 (2008-08)) und durch Empfehlungen für die Zusammensetzung (w/z-Wert, Mindestzementgehalt, 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.

In Bezug auf die Schadensfolgen müssen Bereiche über Verkehrsflächen gesondert berücksichtigt werden, da durch Betonabplatzungen die Verkehrssicherheit beeinträchtigt wird. Eine Unterscheidung nach standsicherheits- und dauerhaftigkeitsrelevanten Gesichtspunkten wird als nicht sinnvoll erachtet, da hierfür tiefgehende Kenntnisse des Tragwerks nötig sind, bzw. die Auswirkungen 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 sind vor allem die Häufigkeitsverteilung der Minimaltemperaturen sowie die tatsächliche Anzahl von Frost- Tauwechselln 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 von den Umweltbedingungen, der Nachbehandlung, der Betonalterung und dem Luftgehalt des Betons abbilden lässt.

$$s = r \cdot t \tag{4.17}$$

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:

$$r = c_{env} \cdot c_{cur} \cdot c_{age} \cdot a^{-0,7} \cdot (f_{ck} + 8)^{-1,4} \tag{4.18}$$

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 Tabelle 4.16 abbilden:

Tabelle 4.16: Faktoren zur Erfassung der Umweltbedingungen (Sarja, Vesikari 1996)

Umgebungs- klassen	Umgebungsbedingungen	Faktor zur Erfassung der Umweltbedingungen
1	Frost, Schnee, Eis, Vielzahl von Frost-Tau Zyklen Salzwasser oder Taumittel Temperatur- und Feuchtigkeitsschwankungen	80-160
2	Frost, Schnee, Eis, Vielzahl von Frost-Tau Zyklen dauernder Kontakt mit Wasser (keine Chloride) Temperatur und Feuchtigkeitsschwankungen	40-80
3	Normale Außenbedingungen Frost- Tauwechsel	20-40
4	Keine Frost- Tauwechsel	< 20

Der Nachbehandlungsfaktor lässt sich gemäß folgender Formel ermitteln:

$$c_{cur} = \frac{1}{0,85 + 0,17 \cdot \log_{10}(d)} \quad (4.19)$$

mit

d Nachbehandlungsdauer [d]

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 Ausschulfristen 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.

$$c_{age} = \frac{1}{1 - 0,045 \cdot p_{sf} - 0,008 \cdot p_{sl} - 0,001 \cdot p_{fl}} \quad (4.20)$$

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 bis 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 ergibt sich zu:

$$g_{FT}(t) = s_{zul} - s \quad (4.21)$$

mit

$g_{FT}(t)$	Grenzzustandsfunktion bei Frost- Tausalzangriff
s_{zul}	Zulässige Abwitterung [mm], je nach Schadensniveau [mm]
s	Abwitterung in Abhängigkeit der Zeit [mm]

Allerdings ist es mit oben genannten Startwerten nicht möglich Wahrscheinlichkeiten einer Schädigung zu berechnen, da die Berechnungsparameter ohne statistische Verteilung angegeben sind. Hier besteht weiterer Forschungsbedarf.

Stand sicherheits-, 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-Schädigungen 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 Mikrorissbildung. Außerdem werden auch die statischen Eigenschaften hierdurch 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 Standsicherheit, welche auf Frost- und Frost-Tausalzbeanspruchung zurückzuführen sind, sind in den Schadensbeispielen nicht zu finden. Allerdings sollte 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, sowie die Prüfung der Oberflächenhärte mittels Schmidthammer.

Durch Umstellung von Gleichung (4.17) lässt sich die tatsächliche Abwitterung dem Bauwerksalter gegenüberstellen und eine aktualisierte Abwitterungsrate für Frost- und Frost-Tausalzbeanspruchung ermitteln.

$$r = \frac{s}{t} \quad (4.22)$$

Instandsetzungsmöglichkeiten

Bei der Instandsetzung muss nach dem Schädigungsausmaß 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.

4.7 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 Geltropfen 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 sind, 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 Prüfaufwand und die daraus folgende Aufgliederung niederschlägt.

Schädigungsmodell

Durch eine Literaturrecherche konnten keine im Rahmen dieser Arbeit verwendbaren Schädigungsmodelle gefunden werden. So ist laut (Novak et al. 2002) die Angabe eines AKR-Schädigungsmodelles nicht möglich. Lediglich eine Abschätzung des Gefährdungspotentials, je nach geographischer Lage gemäß (DAfStb 2007-02), sei zielführend. In (Pommerening et al. 2008b) wird vorgeschlagen bei Verdacht auf AKR eine objektspezifische Schadensanalyse (OSA, 2004-06) durchzuführen und das weitere Verhalten mittels S-Kurven zu 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 dieser Arbeit wird vorgeschlagen, analog zu (Novak et al. 2002), das Gefährdungspotential des Bauwerks zu bestimmen, auftretende Schäden gemäß (RI-EBW-PRÜF, 2007-11) zu bewerten und mittels Markovscher Ketten (Isaacson, Madsen 1976) 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 Standsicherheit und die Dauerhaftigkeit hat. Die Standsicherheit 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 Tabelle 4.17 beurteilt:

Tabelle 4.17: Schadensbewertung der Alkali-Kieselsäurereaktion (RI-EBW-PRÜF, 2007-11)

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

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, Dehnungsunter-

suchungen in der Nebelkammer und mikroskopische Untersuchungen an Dünnschliffen sind in (DAfStb 2003) beschrieben.

Instandsetzungsmöglichkeiten

Bei der Instandsetzung AKR-geschädigter Bauteile muss nach dem bereits vorhandenen Schädigungsausmaß, 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 reprofilieren und abschließend mit einem Oberflächenschutzsystem zu versehen. Zur Erarbeitung eines Instandsetzungskonzeptes wird auf (DAfStb 2003) verwiesen.

4.8 Defizite der Konstruktion

4.8.1 Allgemein

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 zugrunde 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 auch bei Bauwerken mit erheblichen Defiziten in der Konstruktion, Schäden 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 Heerdter 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 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 wurden.

Für sämtliche bekannten Mängel gilt die gleiche Herangehensweise. 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 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 sind Schädigungsfunktionen 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 Zahl der betroffenen Bauwerke, eventuell unter Berücksichtigung des Baujahres, eingrenzen lässt.

4.8.2 Defizite in der Querkraftbemessung

Das Vorgehen soll 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 Vergleich mit 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 verschiedenen möglichen Bemessungsansätzen in (FIB 2010). Es gibt keinen klaren Konsens, ob tatsächlich unzureichende Querkraftbewehrung eingebaut wurde, oder ob der aktuellen Normung zu konservative Ansätze zugrunde 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 Ankündigungsverhaltens in zwei Gruppen einteilen. Bei Brücken, welche vor 1966 erbaut wurden, muss das Ankündigungsverhalten im Einzelfall beurteilt werden, wohingegen bei Brücken ab 1966 aufgrund der in (DIN 4227 (1966-02-00)) 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 der Querkraftbewehrungsgrad wie folgt berechnen:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_w \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \quad (4.23)$$

mit

ρ_w	Bewehrungsgrad [-]
A_{sw}	Querschnittsfläche eines Elements der Querkraftbewehrung [cm ²]
s_w	Abstand der Elemente der Querkraftbewehrung [cm]
b_w	Stegbreite [cm]
α	Winkel zwischen Querkraftbewehrung und Balkenachse [°]

Die Mindestbewehrungsgrade lassen sich je nach Rissart wie folgt berechnen:

Allgemein (Biegeschubriss, ausgehend von einem Biegeriss):

$$\rho_{w,\min} = 0,16 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \quad (4.24)$$

Für gegliederte Querschnitte mit vorgespanntem Zuggurt (Schrägrissbildung):

$$\rho_{w,\min} = 0,25 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \quad (4.25)$$

mit

f_{ctm}	Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons [N/mm ²]
f_{yk}	Charakteristischer Wert der Streckgrenze der Bewehrung [N/mm ²]

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 (Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Stadtentwicklung 2011-05) verwiesen.

In Abbildung 4.16 ist zu erkennen, dass ab Einführung einer festgelegten Mindestquerkraftbewehrung (DIN 4227 (1966-02-00)) der auf die Betonfestigkeit bezogene 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.

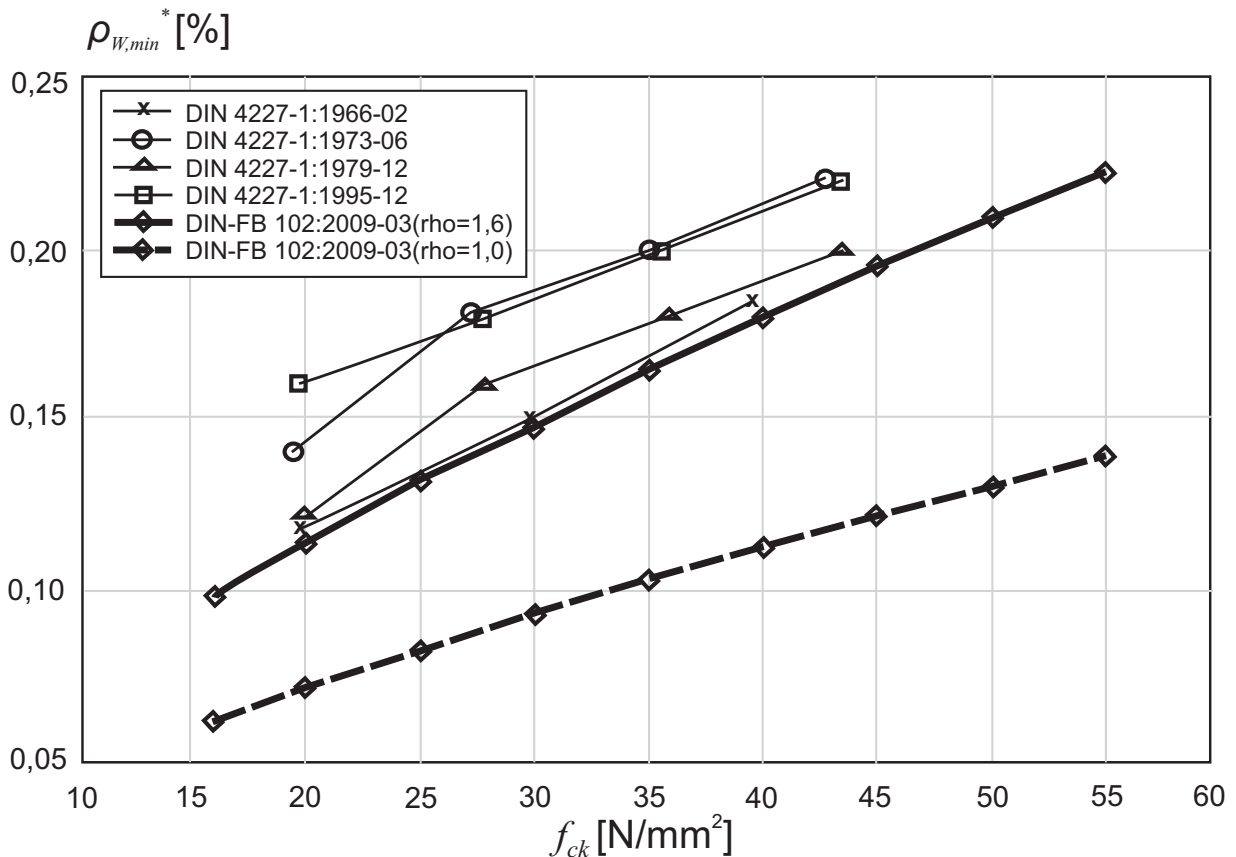


Abbildung 4.16: Mindestbewehrungsgrad in Bezug auf die charakteristische Betonfestigkeit (nach (Maurer et al. 2012) ¹)

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 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), (Grünberg et al. 2009). Des Weiteren beschreibt (Hegger, Görtz 2006) eine Zunahme der Schubrissbreite und Mittendurchbiegung von Versuchskörpern ohne Querkraftbewehrung bei anwachsender Beanspruchung (siehe Abbildung 4.17).

¹ $\rho_{w,min}^*$: Mindestbewehrungsgrad, bezogen auf einheitliche Festigkeit [500 N/mm²]

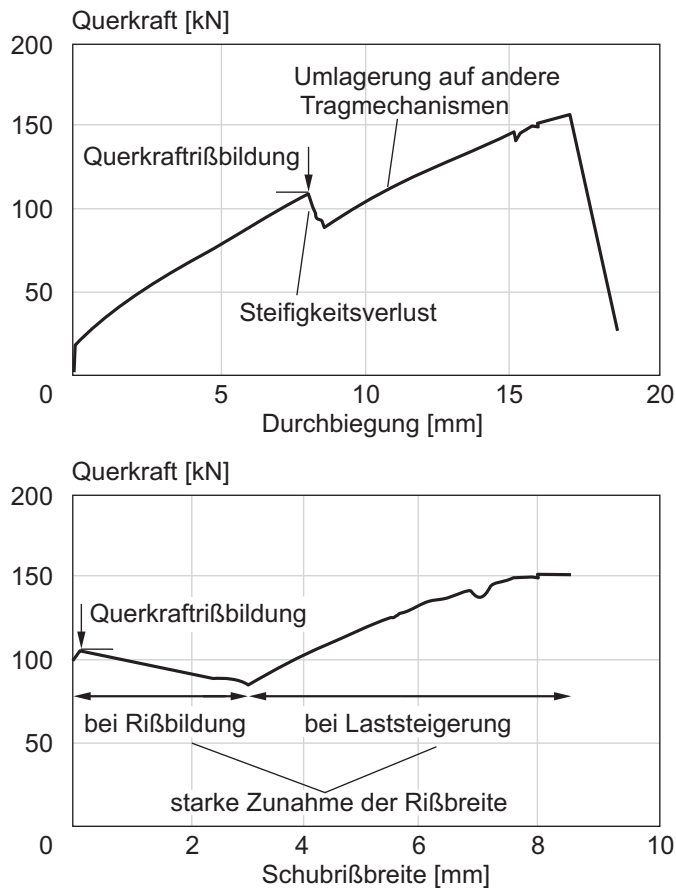


Abbildung 4.17: Zunahme der Schubrißbreite (unten) und Mittendurchbiegung (oben) bei anwachsender Beanspruchung (nach Hegger, Görtz 2006)

Allerdings bedarf es für einen solchen Nachweis des Ankündigungsverhaltens für Brücken ohne Mindestquerkräftbewehrung einer Einzelfallbetrachtung. Zudem besteht hierzu noch weiterer Forschungsbedarf.

Schädigungsmodell für Brücken mit ausreichender Mindestquerkräftbewehrung

Für Brücken mit ausreichender Mindestquerkräftbewehrung kann ein Degradationsmodell auf Grundlage der Ermüdung definiert werden. Diesem Ansatz liegt die Überlegung zugrunde, dass nach dem Auftreten von Schubrisen die Bügelbewehrung einer ermüdungsrelevanten Belastung ausgesetzt ist. Es soll die Zeit berechnet werden, bis es mit gewisser Wahrscheinlichkeit zu einem Ermüdungsversagen der Querkräftbewehrung 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 kann. Die Grenzzustandsfunktion lässt sich demnach, analog zur Ermüdung, wie folgt definieren:

$$g_{\text{Quer}}(t) = D_{\text{grenz}} - D_{\text{vorh}}(t) \quad (4.26)$$

mit

g_{Quer}	Grenzzustandsfunktion für gerissene Querschnitte, in Abhängigkeit der Zeit [-]
D_{grenz}	Grenzschädigung = 1 [-]
$D_{\text{vorh}}(t)$	Vorhandene Schädigung auf Grundlage der Schadensakkumulation nach Palmgren-Miner, in Abhängigkeit der Zeit [-]

Die Ermüdungsschädigung muss im Falle gerissener Querschnitte für die 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).

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 hierfür bemessen wurde. Die Unterlast ließe sich durch Annahmen zum Verhältnis zwischen ständiger und veränderlicher Lasten ermitteln. Durch Annahmen zur Verkehrsbelastung (siehe Kapitel 4.5) 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 Biegeschubrissen, 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 als 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 (4.26) die Wahrscheinlichkeit berechnet, mit der die Brücke eine Standsicherheitsbewertung $S = 4$ erreicht.

Mögliche Interaktionen

Wechselwirkungen bestehen mit den Schädigungsmechanismen der Korrosion und Ermüdung. Allerdings wird davon ausgegangen, dass die Querkraftbewehrung erst nach Auftreten von Schubrissen 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 Schädigungsmodus

dell 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 mit Gleichung (4.26) erneut eine Zeitspanne abgeschätzt 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 Tabelle 4.18 sind verschiedene Verstärkungsmaßnahmen aufgelistet.

Tabelle 4.18: Übersicht über Verstärkungsmaßnahmen (Hegger et al. 2010)

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

4.9 Konstruktionsteile und Brückenausstattung

Für viele Konstruktionsteile von Brücken, wie Lager, Übergangskonstruktionen, Entwässerungseinrichtungen, Schutzeinrichtungen usw. ist es schwer, allgemeingültige physikalische, chemische oder mechanische Modelle zur Modellierung von Schäden in der Literatur zu finden. Dies liegt an den vielen verschiedenen Ausführungsvarianten und an der Tatsache, dass planmäßig mit Verschleiß dieser Bauteile gerechnet wird. 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 in (Novak et al. 2003) und (Pommerening et al. 2008a) Konstruktionsteile und Brückenausstattung zur Ermittlung der Schadensentwicklung 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:

$$S_{th} = e^{\left(\frac{t}{k}\right)^p} \quad (4.27)$$

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 verschiedenen 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 Abbildung 4.18). Mit Hilfe dieser Abgangsfunktionen ist es möglich, die Wahrscheinlichkeit eines Ausfalls des betrachteten Bauteils in Abhängigkeit vom Bauteilalter zu berechnen.

Allerdings ist dieses Vorgehen, analog zur Prognose der Zustandszahl, für Kostenermittlungen auf Netzebene konzipiert. Nach Meinung des Verfassers 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.

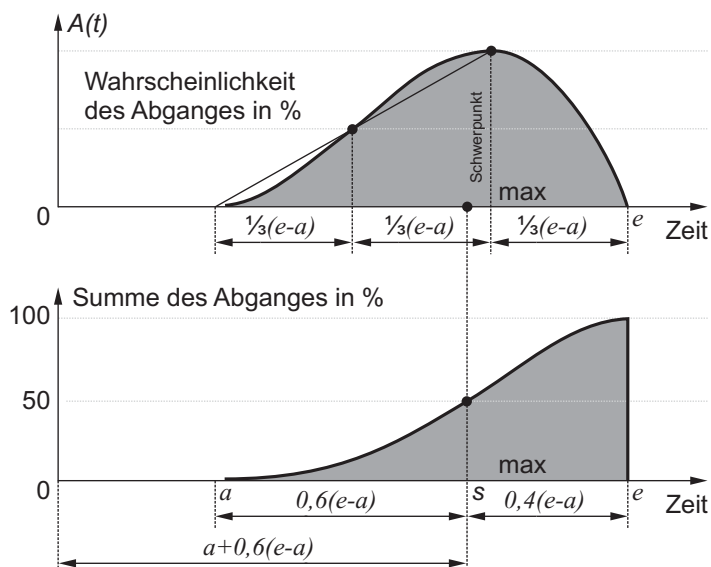


Abbildung 4.18: Abgangsfunktion und Summe des Abganges für Konstruktionsteile (nach Wicke et al. 2001)

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, zu 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 diese Arbeit 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 mit Hilfe Markovscher Ketten (Isaacson, Madsen 1976) 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.

5 Spannungsrissskorrosion

5.1 Allgemein

In der Vergangenheit kam es wiederholt zu Schäden an Spanngliedern infolge eines schlagartigen Versagens von SRK-empfindlichen Spannstählen. Es wurden zum Teil 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 (Nürnberger 1980). Es traten allerdings auch Schäden (wasserstoffinduzierter Sprödbruch) im Hochbau an mehr als 30 Jahre alten Spannbetonbauteilen auf, obwohl keine Mängel hinsichtlich schlecht verpresster Hüllrohre oder korrosionsfördernder Bestandteile im Einpressmörtel vorhanden waren. Aufgrund dieser verzögerten Spannstahlbrüche und der Möglichkeit eines schlagartigen Bauwerksversagens wurden verschiedene Forschungsprojekte initiiert, welche zur Beurteilung einer Versagensvorankündigung in den *„Empfehlungen zur Überprüfung und Beurteilung von Brückenbauwerken, die mit vergütetem Spannstahl St 145/160 Neptun N40 bis 1965 erstellt wurden“* des Bundesministeriums für Verkehr (BMV 1993) mündeten. Aufgrund umfangreicher Erfahrungen mit rechnerischen Untersuchungen auf Basis dieser Empfehlungen und neuer wissenschaftlicher Erkenntnisse (Lingemann 2010) zur besseren Ausnutzung von Systemtragreserven, wurden die genannten Empfehlungen von der *„Arbeitsgruppe Spannungsrissskorrosion“* überarbeitet und als *„Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden“* (BMVBS 2011-06) veröffentlicht.

Zur Berücksichtigung von Schäden infolge Spannungsrissskorrosion im Modell der zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung wird im vorliegenden Kapitel ein probabilistisches Modell entwickelt, welches den zeitabhängigen Schädigungsfortschritt an Bauwerken mit SRK-empfindlichem Spannstahl definiert und die notwendigen Prüfintervalle hieraus ableitet.

5.1.1 Mechanismen der Spannungsrissskorrosion

Bei der Spannungsrissskorrosion (SRK) handelt es sich um Korrosion eines Werkstoffes unter gleichzeitiger Einwirkung einer statischen Zugbeanspruchung, die zu Rissbildung und Rissausbreitung führt. Unter Umständen kann es bereits durch Eigenspannungen im Spannstahl zu kritischen Zugspannungen kommen. Da es im Vergleich zu anderen Korrosionsarten oft nicht zu erkennbaren Korrosionserscheinungen kommt, sind Risse im Spannstahl mit dem bloßen Auge oft nicht zu erkennen. Das Versagen von betroffenen Spannstählen ist spröde und der Bruch erfolgt senkrecht zur angreifenden Kraft, ohne Brucheinschnürung. Die Schädigung infolge SRK lässt sich nach (Mietz 1999) in drei Phasen unterteilen:

- Rissbildungsprozess – Inkubationszeit der Anrissbildung
- Risswachstumsprozess – Rissausbreitung infolge von Spannungsrissskorrosion
- Reißphase

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

Bei der anodischen SRK 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 (Frey 1988). Laut (Mietz 1999) ist die Rissausbildung bei anodischer SRK zur Geschwindigkeit der anodischen Metallauflösung äquivalent. Die anodische SRK ist in der Vergangenheit in erster Linie in der nitrathaltigen Umgebung von Viehställen aufgetreten (Nürnberger 1973) und für den Brückenbau als äußerst selten einzustufen (Lingemann 2010).

Bei den im Spannbetonbrückenbau üblicherweise verwendeten hochfesten Stählen und den vorherrschenden Randbedingungen handelt es sich bei der auftretenden SRK laut (Grimme et al. 1983) um kathodische wasserstoffinduzierte SRK. Folgende Voraussetzungen müssen gemäß (BMVBS 2011-06) für das Auftreten von kathodischer SRK gleichzeitig erfüllt sein:

- *„empfindlicher Werkstoff bzw. Werkstoffzustand*
- *ausreichend hohe Zugbeanspruchung (auch Eigenspannungen im Stahl)*
- *mindestens ein geringer Korrosionsangriff (als Medium reichen z.B. Wasser oder Kondensat aus).“*

Durch einen Korrosionsangriff kommt es laut (Mietz 1999) häufig zur Produktion von Wasserstoff im Bereich der Kathode. Aus diesen Gründen wird meist von kathodischer SRK, wasserstoffinduzierter SRK, oder einer Wasserstoffversprödung gesprochen. Bei sehr empfindlichen Spannstählen reichen schon sehr geringe Korrosionsraten aus, damit es zu einer ausreichenden Wasserstoffaktivität kommt. Bereits unter Einwirkung von wenig aggressiven Medien wie feuchter Luft oder destilliertem Wasser konnten in Versuchen geringe Korrosionsreaktionen nachgewiesen werden, welche zu ausreichender Wasserstoffaktivität führten (Mietz 1999). Aber auch durch Loch- und Muldenkorrosion (infolge Sulfat- oder Chloridangriff) kommt es infolge einer Hydrolyse von Eisenionen zu einer Ansäuerung des Elektrolyten, wodurch die Wasserstoffkonzentration ansteigt (BMVBS 2011-06; Moersch 2005).

Der vom Stahl adsorbierte atomare Wasserstoff kann sich nun einerseits zu molekularem Wasserstoff rekombinieren und den Stahl wieder verlassen (Desorption) oder weiter in den Stahl eindiffundieren (Absorption) (Moersch 2005), (Lingemann 2010). Durch Schwefelwasserstoffe, Sulfide, Thiocyanate sowie Verbindungen von Arsen, Selen und Phosphor, sogenannte Promotoren wird die Rekombination des atomaren Wasserstoffes behindert und die Aufnahme von Wasserstoff gefördert (Isecke 1983; Mietz 1999). Der absorbierte Wasserstoff bindet sich zu einem großen Teil an Störstellen des Metallgitters, wie Leerstellen, Fremdatome, Versetzungen und Korngrenzen, Phasengrenzen, Ausscheidungen und Hohlräume (Grimme et al. 1983). Hierbei kommt es durch eine Absenkung der Trennfestigkeit des Metallgitters zu feinsten Rissen (BMVBS 2011-06; Rehm et al. 1981) und zu einer Versprödung des Materials (Grimme et al. 1983). Am Grund der Anrisse kommt es unter Zugspannungen zu lokalen plastischen Verformungen, wodurch sich dort Wasserstoff anreichert und es somit zu kontinuierlichem, unterkritischem Risswachstum kommt (Grimme et al. 1983). Laut (Mietz 1999) und (Bertolini et al. 2005) können auch bereits im Ausgangszustand auf der Metalloberfläche vorhandene Defekte als Riskeime dienen. (Grimme et al. 1983) verweist hierzu

auf mechanische Beschädigungen während Transport, Lagerung und Einbau der Spannglieder.

5.1.2 Gefährdete Spannstähle

Wie bereits erwähnt ist eine notwendige Bedingung für SRK ein gegenüber SRK empfindlicher Werkstoff. Laut (Isecke et al. 1995) ist die Empfindlichkeit abhängig von der Art der Herstellung, Zusammensetzung, Wärmebehandlung usw. Die Empfindlichkeit nimmt mit steigender Festigkeit zu (BMVBS 2011-06). Eine erhöhte Festigkeit ist aber weder ein hinreichendes noch ein notwendiges Kriterium für das Auftreten von SRK (Mietz 1999). Laut (BMVBS 2011-06) sind einzelne Chargen der folgenden vergüteten Spannstähle gefährdet bzw. stark gefährdet:

- 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 SRK, aber da belastbare quantitative Aussagen zu der Gefährdung unterschiedlicher Chargen fehlen, müssen sämtliche Chargen als spannungsrissskorrosionsgefährdet angesehen werden.

Um die Anfälligkeit von Spannstahl für SRK 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 diesen Prüfungen nicht untersucht werden (Mietz 1999). Auch zur Beurteilung von Spannstahlproben aus Bestandsbauwerken können diese Prüfungen nicht herangezogen werden (Isecke 2012).

5.1.3 Randbedingungen der Spannungsrissskorrosion

Schädigungen infolge SRK können laut (Bertram et al. 2002) und (Isecke et al. 1995) folgende Ursachen haben:

- Unsachgemäßer Transport und Lagerung des Spannstahls
- lange Verweildauer des Spannstahls im unverpressten Hüllrohr
- unvollständige Verpressung
- Mangelhafte Betondeckung

Ein Hauptgrund für SRK sind Korrosionsprozesse vor dem Verpressen der Spannglieder und mechanische Schädigungen während Transport, Lagerung und Einbau, die zur Initiierung von Rissen führen. So ist laut (Grimme et al. 1983) eine nicht sachgerechte Lagerung eine der am häufigsten Ursachen der SRK, da es bei einer Lagerung der Spannstähle im Freien, lediglich durch Abdeckplanen geschützt, infolge von starken Temperaturschwankungen und

mangelhafter Belüftung zu Schwitzwasserbildung kommt und daraus folgend zu Narbenkorrosion. Auch mechanische Beanspruchung während Transport, Lagerung und vor allem dem Einbau führen dazu, dass der Stahl örtlich plastifiziert, wodurch es zu Fehlstellen im Metallgitter kommt, an denen sich Wasserstoff anlagern und zu Anrissen führen kann (Lingemann 2010).

Während des eingebauten aber noch ungespannten und unverpressten Zustandes besteht laut (Mietz 1999) die Gefahr, dass durch Regenwasser, Kondenswasser oder neutralsalzhaltige Betonabsetzwässer Korrosionsvorgänge an der Stahloberfläche ablaufen können. Als besonders kritisch ist der Zeitraum zwischen Vorspannen und Verpressen zu sehen (Nauermann 1969), da zum einen eine hohe Zugspannung anliegt, aber auch ungünstige Feuchtebedingungen im Inneren des Hüllrohrs vorliegen (Lingemann 2010). In den aktuellen Regelwerken wird deshalb die Zeitspanne zwischen Einbau und Verpressen, aber vor allem zwischen Vorspannen und Verpressen restriktiv beschränkt.

Im Falle von ordnungsgemäß verpressten Hüllrohren kann davon ausgegangen werden, dass es zu keinen neuen Anrissen kommt (Mietz 1999). Allerdings kann es bei anrissbehafteten Spannstählen auch in alkalischen Medien zu einem Rissfortschritt kommen (Isecke et al. 1995; Bertolini et al. 2005). Zu neuen Anrissen in verpressten Hüllrohren kann es laut (Isecke 1983) durch nicht ausreichenden oder fehlenden Korrosionsschutz kommen, der durch *„ungenügende Betondeckung, hohe Betonporosität, fehlende bzw. ungleichmäßige Injektion der Hüllrohre, konstruktiv bedingte Fehler oder zu hohe Chlorid- bzw. Sulfidgehalte des Betons oder Injektionsmörtels“* hervorgerufen werden kann.

In Bezug auf zeitverzögerte Spannstahlbrüche an Bauwerken mit ordnungsgemäß verpressten Hüllrohren, welche in (Wölfel 1992) beschrieben sind und welche zur Erarbeitung der Empfehlungen SRK (BMV 1993) führten, können die wesentlichen Erkenntnisse wie folgt zusammengefasst werden (Bertram et al. 2002; Isecke et al. 1995):

- Im ordnungsgemäß verpressten Hüllrohr kann die Entstehung von Anrissen ausgeschlossen werden.
- Anrisse sind auf Vorschädigungen (mechanisch, Korrosion) vor dem Verpressen zurückzuführen.
- Anrissbehaftete, gegenüber SRK empfindliche Spannstähle zeigen auch im ordnungsgemäß verpressten Hüllrohr eine Tendenz zur Rissausbreitung.

Da man bei Bestandsbauwerken auf der sicheren Seite immer von Anrissen aus der Bauzeit ausgehen muss, muss bei Bauwerken mit gefährdeten Spannstählen demnach auch mit einem sukzessiven Spanngliedausfall infolge SRK gerechnet werden.

Durch schwellende Belastungen (Isecke et al. 1995; Moersch 2005) und Spalteffekte (Rehm et al. 1981; Nürnberger 1984) wird die Standzeit der vorgeschädigten Spannstähle erheblich verkürzt.

Beschreibungen bekannter Schadensfälle sind in (Nürnberger 1980), (Isecke 1983), (Nürnberger et al. 1994), (Mietz et al. 1998), (Mietz, Fischer 2005) und (Lingemann 2010) zu finden.

5.1.4 Aktuelles Vorgehen

Modelle zur Abschätzung eines Schädigungsfortschrittes infolge SRK sind in der Literatur nicht zu finden. Auch werkstoffwissenschaftliche Kenntnisse zum zeitlichen Verlauf einer SRK-Schädigung, welche Aussagen zur zeitabhängigen Tragfähigkeitsbeeinflussung der betroffenen Bauwerke ermöglichen, konnten durch eine Literaturrecherche nicht ermittelt werden.

Da die Gefahr eines plötzlichen Spannstahlbruchs an keinem Bauwerk, welches mit spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurde, ausgeschlossen werden kann, wurden Empfehlungen (BMV 1993) erarbeitet, auf deren Grundlage überprüft werden sollte, ob sich ein sukzessiver Spanngliedausfall durch Rissbildung am Bauwerk ankündigt, oder ob es zu einem plötzlichen Bauwerksversagen kommen kann. Die Überarbeitung dieser Empfehlungen liegt als „*Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden (Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion)*“ (BMVBS 2011-06) vor.

Grundidee hierbei ist die rechnerische Überprüfung ob sich ein sukzessiver Spannstahlausfall durch Risse im Beton anzeigt und sich somit ein mögliches Biegeversagen ankündigt, oder ob dieser Spannstahl ausfall 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 in allen Querschnitten nachweisbar ist, bzw. in Bereichen negativer Stützmomente die Risse im Beton (welche das Versagen ankündigen) aufgrund des Fahrbahnbelags nicht zu detektieren sind, wurde ein stochastisches Verfahren (Lingemann 2010) entwickelt, mit dem die Wahrscheinlichkeit eines Unterschreitens der erforderlichen Restsicherheit ohne Vorankündigung berechnet werden kann. 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.

Die Restspannstahlfläche, bei der es bei sukzessivem Spanngliedausfall zu einer rechnerischen Rissbildung im Beton kommt, kann gemäß (BMVBS 2011-06) für jeden Nachweisquerschnitt folgendermaßen berechnet werden:

$$A_{Z,r} = \frac{\sigma_{b,\Delta q} - \beta_{bZ} + \frac{M_{vx,\infty}}{W_b} + \frac{M_{\Delta T, freq}}{W_b}}{\varepsilon_{v,\infty}^{(0)} \cdot E_Z \cdot \left(\frac{1}{A_b} + \frac{y_{bZ}}{W_b} \right)} \quad (5.1)$$

mit

$A_{Z,r}$	Restspannstahlfläche bei Rissbildung im Nachweisquerschnitt
$\sigma_{b,\Delta q}$	Betonrandspannung infolge häufiger Einwirkung aus Verkehr und ständiger Last
Δq	Häufige Einwirkung $\Delta q = g + \Delta g + 0,5 \cdot p$
g	Eigengewicht
Δg	Ausbaulast
p	Verkehrslast
β_{bZ}	Zentrische Betonzugfestigkeit
$M_{vx,\infty}$	Statisch unbestimmter Anteil des Moments aus Vorspannung zum Zeitpunkt $t = \infty$
W_b	Widerstandsmoment der Randfaser des Betonbruttoquerschnitts
$M_{\Delta T, frequ}$	Moment infolge eines häufigen Anteils aus linearem Temperaturunterschied
$\varepsilon_{v,\infty}^{(0)}$	Vordehnung des Spannstahls zum Zeitpunkt $t = \infty$ unter Berücksichtigung der Verluste aus Kriechen und Schwinden
E_Z	Elastizitätsmodul des Spannstahls
A_b	Betonquerschnittsfläche (Bruttoquerschnitt)
y_{bz}	Abstand des Spannstahlschwerpunkts zum Schwerpunkt des Betonquerschnitts (Bruttoquerschnitt)

Die Restspannstahlfläche, welche zum Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit vorhanden sein muss, lässt sich auf Basis von (BMVBS 2011-06) für jeden Nachweisquerschnitt wie folgt ermitteln:

$$A_{Z,r,erf} = \frac{\gamma_g \cdot M_g + \gamma_p \cdot M_p + M_{vx,\infty} + M_{\Delta T} - M_{As}}{\varepsilon_{v,\infty} \cdot E_Z \cdot z_z} \quad (5.2)$$

mit

$A_{Z,r,erf}$	Zum Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit erforderliche Restspannstahlfläche im Nachweisquerschnitt
γ_g	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen $\gamma_{g,sup} = 1,10$ $\gamma_{g,inf} = 0,90$
M_g	Biegemoment infolge ständiger Last
γ_p	Teilsicherheitsbeiwert für die Verkehrseinwirkung $\gamma_p = 1,10$
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 aus Kriechen und Schwinden
E_Z	Elastizitätsmodul des Spannstahls
z_z	Innerer Hebelarm des Spannstahls

Im Weiteren werden die vorhandenen Spannstahlflächen jedes Nachweisquerschnitts, die nach Gleichung (5.1) ermittelten Restspannstahlflächen bei Rissbildung und die nach Gleichung (5.2) ermittelten erforderlichen Restspannstahlflächen jedes Querschnitts in effektiven Teilspanngliedern angegeben. Laut (Lingemann 2010) ist aufgrund möglicher Schädigungskonzentrationen mit einer örtlichen Korrelation der Spannstahlschädigung innerhalb eines Hüllrohres zu rechnen. Entgegen der Annahme eines drahtweisen Spannstahlausfalls bedeutet dies, dass immer mehrere Drähte eines Hüllrohres an einer Stelle gleichzeitig ausfallen. Dies konnte laut (König et al. 1994), (Zilch, Lingemann 2012) und (Bauer et al. 2011) auch bei mehreren Schadensfällen beobachtet werden. Ein angemessener Korrelationsfaktor ist laut (Lingemann 2010) $f_{kor} = 0,2$. Dies bedeutet, dass Drahtbrüche in 20% der Spannstahlfläche als korreliert angenommen werden und jedes Spannglied somit in 5 effektive Teilspannglieder zerlegt wird. Die Anzahl der effektiven Teilspannglieder bei Rissbildung wird auf der sicheren Seite liegend durch abrunden aus der Spannstahlfläche gemäß Gleichung (5.1) ermittelt, wohingegen die Anzahl erforderlicher effektiver Teilspannglieder für eine ausreichende Restsicherheit durch aufrunden der Spannstahlfläche aus Gleichung (5.2) ermittelt wird:

$$n_{cr,eff} = \left\lceil \frac{A_{Z,r}}{A_{Z,n} \cdot 0,2} \right\rceil \quad (5.3)$$

mit

$n_{cr,eff}$	Anzahl der effektiven Teilspannglieder bei Rissbildung
$A_{Z,r}$	Restspannstahlfläche bei Rissbildung, nach Gleichung (5.1)
$A_{Z,n}$	Spannstahlfläche eines Spanngliedes
$\lceil \dots \rceil$	Gaußklammer, abrunden auf die nächst kleinere ganze Zahl

$$n_{br,eff} = \left\lceil \frac{A_{Z,r,erf}}{A_{Z,n} \cdot 0,2} \right\rceil \quad (5.4)$$

mit

$n_{br,eff}$	erforderliche Anzahl der effektiven Teilspannglieder für eine ausreichende Restsicherheit
$A_{Z,r,erf}$	erforderliche Restspannstahlfläche für eine ausreichende Restsicherheit, nach Gleichung (5.2)

[...] Gaußklammer, aufrunden auf die nächst größere ganze Zahl

Eine weitere Annahme des stochastischen Verfahrens ist die Gleichverteilung der Spannstahlbrüche in Längsrichtung des Bauwerks. Das bedeutet, dass Spannstahlausfälle an jeder Stelle des Bauwerks gleich wahrscheinlich sind. Da in der Realität Spannstahlbrüche gehäuft in den Tieflagen der Spannglieder (aufgrund Betonabsetzwässern vor dem Verpressen) auftreten, diese Bereiche in der Regel aber über ausreichendes Ankündigungsverhalten verfügen, liegt diese Annahme auf der sicheren Seite.

Unter Annahme der Gleichverteilung der Spannstahlausfälle werden nun $i = 0 \dots i_{\max}$ mögliche Spanngliedbrüche (der effektiven Teilspannglieder) auf s vorhandenen effektive Teilspannglieder und q Nachweisquerschnitte verteilt ($i_{\max} = q \cdot s$) (siehe Abbildung 5.1).

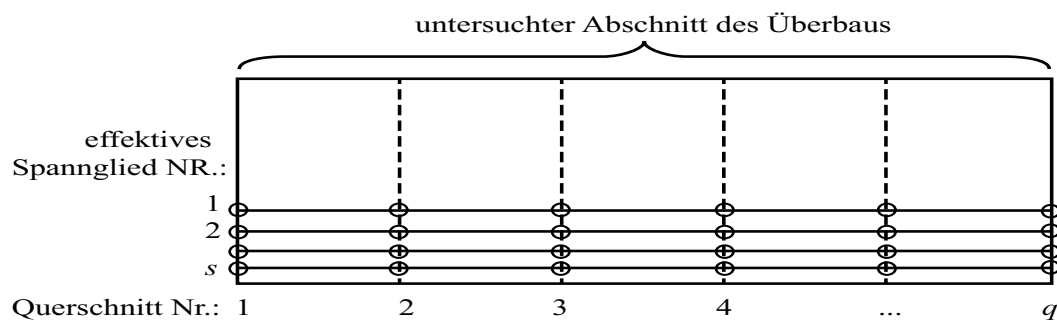


Abbildung 5.1: Modell eines Untersuchungsbereichs mit s effektiven Teilspanngliedern und q Nachweisquerschnitten (nach Lingemann 2010)

Mittels Kombinatorik werden die Auftretenswahrscheinlichkeiten der vier folgenden Fälle für jeweils $i = 0 \dots i_{\max}$ Gesamtbrüche ermittelt:

- Fall 1: ausreichende Restsicherheit in allen Querschnitten, mindestens ein Querschnitt gerissen
- Fall 2: ausreichende Restsicherheit in allen Querschnitten, alle ungerissen
- Fall 3: mindestens ein Querschnitt ohne ausreichende Restsicherheit, mindestens ein Querschnitt gerissen
- Fall 4: mindestens ein Querschnitt ohne ausreichende Restsicherheit, alle ungerissen

Die Summe der Wahrscheinlichkeiten des Falls 4 für alle $i = 0 \dots i_{\max}$ Gesamtbrüche ergibt unter Berücksichtigung der stetigen Zunahme der Bruchanzahl die Wahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit ohne Versagensvorankündigung. Das komplette Vorgehen beim stochastischen Nachweis des Ankündigungsverhaltens ist in (Lingemann 2010) hergeleitet.

Da die Ermittlung der Wahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit ohne eine Vorankündigung mit dem oben beschriebenen stochastischen Verfahren sehr aufwändig ist – mit zunehmender Anzahl von Spanngliedern und Untersuchungsschnitt-

ten nimmt die Anzahl der zu untersuchenden Kombinationen exponentiell zu - wurde in (Lingemann 2010) ein vereinfachtes stochastisches Verfahren entwickelt, welches in der Handlungsanweisung SRK (BMVBS 2011-06) Eingang fand. Hierzu wurde mittels einer Parameterstudie ein Eingangsparameter x ermittelt, in Abhängigkeit dessen sich die gesuchte Auftretenswahrscheinlichkeit durch eine mathematische Funktion darstellen lässt. Nähere Informationen zur Entwicklung dieses vereinfachten Verfahrens finden sich ebenfalls in (Lingemann 2010). Die Anwendung des vereinfachten Verfahrens ist in (BMVBS 2011-06) ausführlich dargestellt, sowie an den beiden Beispielbauwerken in Kapitel 5.4 gezeigt.

Unabhängig davon, ob die Wahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit ohne Vorankündigung mithilfe des genauen oder des vereinfachten stochastischen Verfahrens ermittelt wird, muss die ermittelte Wahrscheinlichkeit einem Grenzwert gegenübergestellt werden. Dieser wird in (BMVBS 2011-06) zu $1 \cdot 10^{-4}$ festgelegt.

Wenn nun die Wahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit ohne Vorankündigung kleiner als der gegebene Grenzwert ist, werden gemäß (BMVBS 2011-06) Sonderprüfungen nach DIN 1076 angeordnet, deren Abstand drei Jahre nicht unterschreiten darf. Die endgültige Festlegung der Prüfintervalle obliegt dem Aufsteller des Nachweises und kann somit als subjektiv betrachtet werden. Die Reserven des Bauwerks zum Nachweis der erforderlichen Restsicherheit nach einer Rissbildung im Beton (Verhältnis der Spannstahlfläche bei Rissbildung zur erforderlichen Spannstahlfläche zum Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit) können nicht systematisch erfasst werden.

In den ursprünglichen Empfehlungen (BMV 1993) wird für Bauwerke, die unter Mitwirkung des gefährdeten Spannstahls Ankündigungsverhalten aufweisen, eine jährliche Sonderprüfung, ohne Berücksichtigung der Reserven des Bauwerks, empfohlen.

5.2 Simulationsrechnung zur Ermittlung zeitabhängiger Wahrscheinlichkeiten einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit

5.2.1 Allgemeines

Da bei der aktuellen Herangehensweise die Prüfzyklen zur Untersuchung des Bauwerks auf Risse infolge SRK ohne Berücksichtigung des statischen Systems und seiner Reserven festgelegt werden und somit als subjektiv einzustufen sind, wird im Folgenden ein Modell entwickelt, dass die Prüfzyklen unter Berücksichtigung der Bauwerksreserven ermöglicht. Das folgende Modell soll die Berechnung der Wahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit ohne Vorankündigung – analog zur Definition der Handlungsanweisung SRK – mit einem Zeitbezug ermöglichen. Das hier entwickelte Verfahren baut konsequent auf den Vorgaben und Annahmen der Handlungsanweisung SRK (BMVBS 2011-06) auf, da diese in der Fachöffentlichkeit bereits bekannt und auch anerkannt ist. Des Weiteren sind bereits eine Vielzahl an Bauwerken entsprechend dieser Handlungsanweisung SRK überprüft worden, wodurch die für das hier entwickelte Verfahren notwendigen Eingangsgrößen bereits vollständig vorliegen.

5.2.2 Ansatz für die Simulation der zeitabhängigen Wahrscheinlichkeit

Das bisherige Verfahren zum Nachweis von Bauwerken, die mit spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden, berücksichtigt in den Schnitten ohne Ankündigung nur

die erforderliche Spanngliedanzahl für den Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit, wohingegen in Querschnitten mit Ankündigung nur die Spanngliedanzahlen bei Rissbildung von Interesse sind. Dem liegt der Gedanke zugrunde, dass sich infolge des sukzessiven Spanngliedausfalls entweder eine Ankündigung in Form von Rissen im Beton zeigt (in Querschnitten mit Ankündigung), woraufhin Sofortmaßnahmen (Sperrung, Lastreduzierung, Verstärkung) eingeleitet werden müssen, oder die erforderliche Restsicherheit ohne Ankündigung unterschritten wird (in Querschnitten ohne Ankündigung). Es wird nicht berücksichtigt, dass es nach Rissbildung in einem Querschnitt modellgemäß zu weiteren sukzessiven Spanngliedbrüchen kommt, und falls diese Risse nicht rechtzeitig entdeckt werden auch zu einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit.

Damit die erforderliche Restsicherheit nicht unterschritten wird, muss die Versagensvorankündigung auch zeitnah nach ihrem Auftreten bemerkt werden. Dies kann entweder durch permanent überwachende Monitoringsysteme oder sehr kurze Prüfintervalle sichergestellt werden. Da beide Varianten sehr kostenintensiv sind, wird im Folgenden ein Ansatz entwickelt, der einen zeitlichen Abstand zwischen Ankündigung und Unterschreiten der erforderlichen Restsicherheit definiert, welcher dann konsequenterweise das maximale Prüfintervall vorgibt. Da meist nicht in allen Querschnitten ein Ankündigungsverhalten nachgewiesen werden kann, muss eine ausreichende Ankündigung am Gesamtsystem ermittelt werden. Dies kann durch die probabilistische Berechnungen einer ausreichend geringen Wahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit in Abhängigkeit der Zeit ermittelt werden.

Gesucht ist also die Wahrscheinlichkeit, dass die Bauwerksprüfung zum Zeitpunkt t_1 keinen Befund ergibt, wenn von einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit zum Zeitpunkt t_2 ausgegangen wird. Das heißt für das im Folgenden entwickelte Modell, dass eine Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit zum Zeitpunkt t_2 definitiv eintritt und somit als sicheres Ereignis mit einer Eintretenswahrscheinlichkeit von 1 definiert ist. Diese Definition, welche den (BMVBS 2011-06) zu Grunde liegenden Ansätzen folgt ist eine konservative Abschätzung, welche auf Grund der fehlenden Materialmodelle eines Schädigungsfortschritts den ungünstigst anzunehmenden Fall abdeckt.

Ein Befund am Bauwerk kann definitionsgemäß entweder Rissbildung oder eine bereits eingetretene Unterschreitung der Restsicherheit sein. Die Annahme, dass eine Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit am Bauwerk auch tatsächlich festgestellt werden kann, folgt der Definition in (Lingemann 2010) und ist für Autobahnen und Bundesstraßen mit hohem Verkehrsaufkommen und hohem LKW-Anteil eine legitime Abschätzung. So kann angenommen werden, dass ein Bauwerk, dessen Restsicherheit infolge Spannungsrissskorrosion unterschritten ist, in der Realität bereits ausgeprägt gerissen ist. Dies ist auf das gleichmäßig hohe Lastniveau des Schwerverkehrs zurückzuführen. Für wenig befahrene Strecken, bzw. einen geringen Schwerverkehrsanteil, ist diese Annahme nicht korrekt. Hier muss u.U. davon ausgegangen werden, dass nur eine Rissbildung unter häufiger Einwirkungskombination auch sicher bei einer Bauwerksprüfung befundet werden kann.

Die Wahrscheinlichkeit, dass zum Zeitpunkt t_1 kein Befund am Bauwerk vorliegt, unter der Bedingung, dass die erforderliche Restsicherheit zum Zeitpunkt t_2 sicher unterschritten wird, lässt sich als bedingte Wahrscheinlichkeit folgendermaßen anschreiben:

$$\Pr(\bar{B}(t_1)|V(t_2)) \quad (5.5)$$

mit

$\bar{B}(t_1)$ kein Befund am Bauwerk zum Zeitpunkt t_1

$V(t_2)$ Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit zum Zeitpunkt t_2

Um nun die bedingte Wahrscheinlichkeit dieses Ereignisses zu berechnen muss auf die Modellebene gewechselt werden. Wie bereits diskutiert wurde, wird sich eines Modells bedient, mit einer Unterteilung des Bauwerks in mehrere Längsschnitte und den in diesen Schnitten vorhandenen Spanngliedern. Damit kann für sukzessive ansteigende Anzahl an zufällig verteilten Spanngliedbrüchen jeweils berechnet werden, ob die Restsicherheit an einem Schnitt unterschritten wird, bzw. ob es zur Rissbildung im Beton kommt.

Durch Annahme einer Zeitfunktion kann nun die Zeit mit der Anzahl der sukzessiv auftretenden zufällig verteilten Spanngliedbrüche verknüpft werden. Somit lässt sich ein Ereignis zu einem Zeitpunkt t mit einem Ereignis am rechnerischen Modell bei einer Anzahl an Spanngliedbrüchen verknüpfen. Demnach lässt sich ein Unterschreiten der erforderlichen Restsicherheit zum Zeitpunkt t_2 mit der Bruchanzahl i beim Unterschreiten der erforderlichen Restsicherheit am Rechenmodell und das Ereignis keines Befundes bei der Bauwerksprüfung zum Zeitpunkt t_1 mit der Bruchanzahl j beim Ereignis kein Befund am Rechenmodell darstellen.

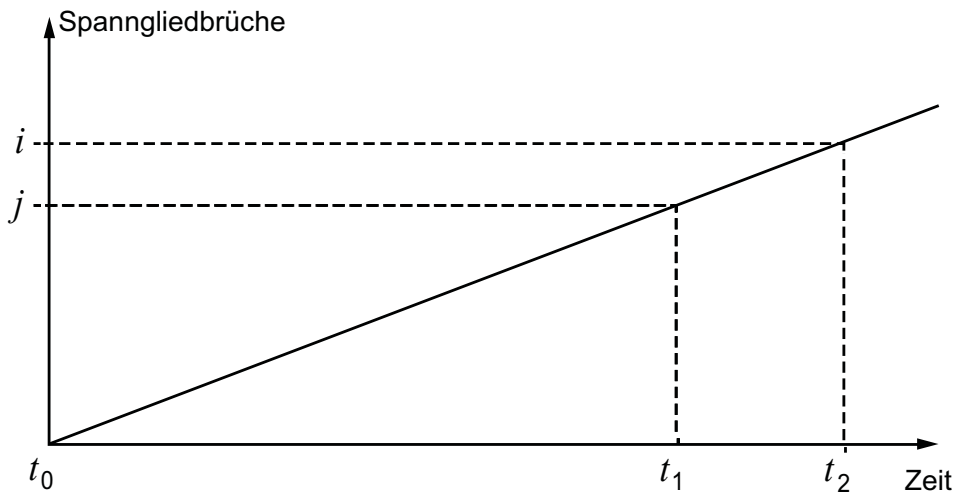


Abbildung 5.2: Verknüpfung der Anzahl der Spanngliedbrüche i zum Zeitpunkt t_2 mit der Anzahl der Spanngliedbrüche j zum Zeitpunkt t_1 , exemplarische Annahme einer linearen Zeitfunktion

Abbildung 5.2 zeigt exemplarisch eine mögliche Zeitfunktion. Für die gezeigte lineare Funktion lässt sich die zugehörige Bruchanzahl j beim Ereignis kein Befund durch die Bruchanzahl i beim Ereignis Unterschreiten der erforderlichen Restsicherheit folgendermaßen darstellen:

$$j = i \cdot \frac{t_1 - t_0}{t_2 - t_0} \quad (5.6)$$

Wird nun eine Steigung dieser Geraden festgelegt, bzw. ist die Bruchanzahl i beim Unterschreiten der erforderlichen Restsicherheit definiert, kann für die in Gleichung (5.5) gesuchte bedingte Wahrscheinlichkeit geschrieben werden:

$$\Pr(\bar{B}(t_1) | V(t_2) \cap N(t_2) = i) = \Pr(N_{\bar{B}} = j | N_V = i) \quad (5.7)$$

mit

$N_{\bar{B}}$ Anzahl der Spanngliedbrüche am Rechenmodell für das Ereignis kein Befund

N_V Anzahl der Spanngliedbrüche am Rechenmodell für das Ereignis Unterschreiten der erforderlichen Restsicherheit

Da aber aufgrund der fehlenden Materialmodelle weder die Bruchanzahl i zum Zeitpunkt t_2 noch eine Steigung der Zeitfunktion bekannt sind muß die bedingte Wahrscheinlichkeit nach (5.7) für alle möglichen Bruchanzahlen $i = 0 \dots i_{\max}$ berücksichtigt werden. Da zum Zeitpunkt t_2 nicht sämtliche Bruchanzahlen gleichzeitig vorhanden sein können, ist die bedingte Wahrscheinlichkeit für jedes i zusätzlich noch mit der Wahrscheinlichkeit von i Brüchen zum Zeitpunkt t_2 zu multiplizieren:

$$\Pr(\bar{B}(t_1) | V(t_2)) = \sum_i \Pr(N_{\bar{B}} = j | N_V = i) \cdot \Pr(N(t_2) = i) \quad (5.8)$$

Wie bereits erwähnt ist wegen der fehlenden materialkundlichen Schädigungsmodelle die Bruchanzahl in Abhängigkeit der Zeit nicht bekannt und es lässt sich auch keine Wahrscheinlichkeit hierzu abschätzen. Da aber für das hier entwickelte Vorgehen ein sicheres Unterschreiten der erforderlichen Restsicherheit zum Zeitpunkt t_2 definiert wurde kann die gesuchte zeitabhängige Wahrscheinlichkeit der Spanngliedbrüche auf Modellebene mit der Bruchanzahl bei Unterschreiten der Restsicherheit gleichgesetzt werden:

$$\Pr(N(t_2) = i) = \Pr(N_V = i) \quad (5.9)$$

Gleichung (5.8) lässt sich somit entsprechend abändern zu:

$$\begin{aligned} \Pr(\bar{B}(t_1) | V(t_2)) &= \sum_i \Pr(N_{\bar{B}} = j | N_V = i) \cdot \Pr(N_V = i) \\ &= \sum_i \Pr(N_{\bar{B}} = j \cap N_V = i) \end{aligned} \quad (5.10)$$

Die für jedes i gesuchte Wahrscheinlichkeit der Schnittmenge $\Pr(N_{\bar{B}} = j \cap N_V = i)$ wird mittels einer Monte-Carlo-Simulation für alle $i = 0 \dots i_{\max}$ und zugehörige j bestimmt, worauf im Kapitel 5.2.4 näher eingegangen wird.

Grundidee des vorgestellten Modells ist, dass es bei steigender Anzahl von Spanngliedbrüchen zwar immer wahrscheinlicher zu einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit zum Zeitpunkt t_2 kommt, es gleichzeitig aber bei einer großen Anzahl von Spannglied-

brüchen unwahrscheinlich ist bei einer Bauwerksprüfung zum Zeitpunkt t_1 keinen Befund zu haben. Es bleibt zu betonen, dass die Bedingung einer sicheren Unterschreitung zum Zeitpunkt t_2 eine sehr konservative Annahme ist und sich in keinsten Weise mit den Erfahrungen an Bauwerken, an welchen spannungsrissskorrosionsgefährdeter Spannstahl verbaut wurde, deckt.

5.2.3 Annahmen

5.2.3.1 Allgemeine Annahmen

Das im Folgenden entwickelte Modell basiert in erster Linie auf der Annahme eines sukzessiven Spannstahlausfalls. Auf dieser Annahme bauen auch die Modelle in (BMV 1993) und (BMVBS 2011-06), aber auch die in (Bauer et al. 2010) und (Vill et al. 2010) vorgestellten Herangehensweisen, auf. Da die Schädigungsursache der spannungsrissskorrosionsgefährdeten Spannstähle in erster Linie in Vorschädigungen vor dem Verpressen liegt und diese Vorschädigungen in erster Näherung als zufällig verteilt angenommen werden können, wird auch der sukzessive Spannstahlausfall als über die Bauwerkslänge gleichverteilt angenommen. Es wurden zwar an einigen Bauwerken Schädigungskonzentrationen infolge Betonabsetzwässern an den Spanngliedtiefpunkten entdeckt, da die Tiefpunkte aber in der Regel in Bereichen mit Ankündigung liegen, ist die Annahme gleichverteilter Brüche auf der sicheren Seite liegend. Eine örtliche Schädigungskonzentration mehrerer Spanngliedern infolge örtlich unzureichendem Verpressen, örtlicher Anreicherung korrosiver Substanzen, oder örtlich mangelhafter Abdichtung werden durch die Annahme einer Gleichverteilung nicht zutreffend erfasst und können mit dem vorliegenden Verfahren ohne weitere Überlegungen nicht angemessen berücksichtigt werden.

Eine weitere Annahme, die aus (BMVBS 2011-06) übernommen wird, ist die Berücksichtigung eines örtlich teilweise korrelierten Spannstahlausfalls innerhalb eines Hüllrohrs. Dies wird mit einem Korrelationsfaktor $f_{korr} = 0,2$ berücksichtigt. Das bedeutet, dass Drahtbrüche in 20% der Spannstahlfläche als korreliert angenommen werden und jedes Spannglied somit in fünf effektive Teilspannglieder zerlegt wird. Die effektiven Teilspannglieder werden gemäß Gleichung (5.3) und (5.4), analog dem stochastischen Verfahren aus (Lingemann 2010), ermittelt. Zur Begründung des Korrelationsfaktors sei auf (Lingemann 2010) verwiesen. Das im Folgenden entwickelte stochastische Verfahren kann gleichermaßen für ganze Spannglieder, oder für effektive Teilspannglieder unter Berücksichtigung einer örtlichen Schädigungskonzentration in einem Hüllrohr angewendet werden. Aus Gründen der Lesbarkeit, werden im Folgenden die Bezeichnungen Spannglieder und Spanngliedbrüche verwendet, die aber gleichermaßen auch für effektive Teilspannglieder sowie Brüche an effektiven Teilspanngliedern gelten.

Für das hier entwickelte stochastische Modell zur Berechnung der Wahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit in Abhängigkeit der Zeit werden die betrachteten Bauwerke, analog zum Vorgehen der Handlungsanweisung SRK, in diskrete Nachweisschnitte unterteilt. Diese diskreten Nachweisschnitte bilden in Längsrichtung des Bauwerkes Bereiche ab, in denen die auftretenden Spanngliedbrüche in ihrer Auswirkung zusammengefasst werden. Hierzu müssen diese Nachweisschnitte mindestens im Abstand einer Verankerungslänge der Spannglieder angeordnet werden, damit Spanngliedbrüche in einem Bereich (bzw. Nachweisquerschnitt) keine Auswirkungen in benachbarten Bereichen

haben. Durch größere Abstände zwischen den Nachweisquerschnitten, und daraus folgend weniger Nachweisquerschnitten über die Bauwerkslänge, liegen die Ergebnisse der stochastischen Berechnung zunehmend auf der sicheren Seite. Für das weitere Vorgehen werden die Nachweisquerschnitte wie in (BMV 1993) und (BMVBS 2011-06) in den Zehntelpunkten eines Feldes gewählt.

Durch die Anzahl der gewählten Nachweisquerschnitte q und die Anzahl s der vorhandenen effektiven Teilspannglieder in jedem Querschnitt, lassen sich die für das stochastische Modell zu berücksichtigenden möglichen Brüche der Teilspannglieder zu $i_{\max} = q \cdot s$ ermitteln.

5.2.3.2 Annahme einer Zeitfunktion des Spannstahlausfalls

Zur Berechnung der gesuchten Wahrscheinlichkeit gemäß Gleichung (5.10) aus Kapitel 5.2.2 bedarf es einer Funktion zur Verknüpfung der Anzahl an Spanngliedbrüchen i zum Zeitpunkt t_2 , mit der Anzahl j zum Zeitpunkt t_1 . Um eine solche Funktion zu entwickeln, wird angenommen, dass zum Zeitpunkt t_0 - bei Erstellung des Bauwerks - keine Spanngliedbrüche vorlagen. Es wurden zwar, unter anderem in (Naumann 1969) und (Curbach et al. 05.03.2009), Spannstahlbrüche beschrieben, deren Bruchflächen mit Injektionsmörtel bedeckt waren, woraus geschlossen werden kann, dass diese Drähte bereits vor dem Verpressen gebrochen waren, allerdings ist diese Annahme eine Abschätzung auf der sicheren Seite. Unerkannte Brüche zum Zeitpunkt t_0 sind insofern günstig, dass bei einem Spannstahlbruch im unverpressten Hüllrohr die Vorspannung unabhängig vom Ort des Spannstahlbruches über die gesamte Spanngliedlänge verloren geht. Da in Querschnitten mit Ankündigungsverhalten in der Regel weniger Spannglieder bis zur Rissbildung ausfallen müssen, als in Querschnitten ohne Ankündigung bei Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit, wirkt sich das günstig auf die Systembetrachtung aus (vgl. gutmütiges Ankündigungsverhalten bei verbundloser Vorspannung).

Durch die Annahme von Null Spanngliedbrüchen zum Zeitpunkt t_0 und i Spanngliedbrüchen zum Zeitpunkt t_2 , sind nun für alle $i = 0 \dots i_{\max}$ jeweils zwei Punkte der gesuchten Funktion definiert. Wird nun des Weiteren ein Funktionstyp für die Funktion durch diese beiden Punkte gewählt, kann damit die Anzahl der Spanngliedbrüche j zum Zeitpunkt t_1 bestimmt werden. Um den Funktionstyp der gesuchten Zeitfunktion zu definieren, wurden verschiedene Schädigungsmodelle für spannungsrissskorrosionsgefährdete Spannstähle recherchiert, u.a. (Stellwag, Kaesche 1982), (Bertolini et al. 2005), (Moersch 2005). Gemein ist allen Modellen, dass die Eingangsparameter am realen Bauwerk nicht oder nur ungenügend genau bestimmt werden können, und sie somit akademisch wohl korrekt, aber für die Praxis nur bedingt, bzw. gar nicht tauglich sind. Aus diesem Grund wird für das vorliegende Problem ein pragmatischer Ansatz auf Basis von Ausfallraten der Spannglieder, global für das gesamte Bauwerk betrachtet, gewählt. Grundidee ist, die zur Zuverlässigkeitsabschätzung technischer Systeme oft verwendete „Badewannenkurve“ (Spaethe 1992), (Straub 2009b), (Rackwitz 2006b) (siehe Abbildung 5.3) auf das technische System Vorspannung zu übertragen.

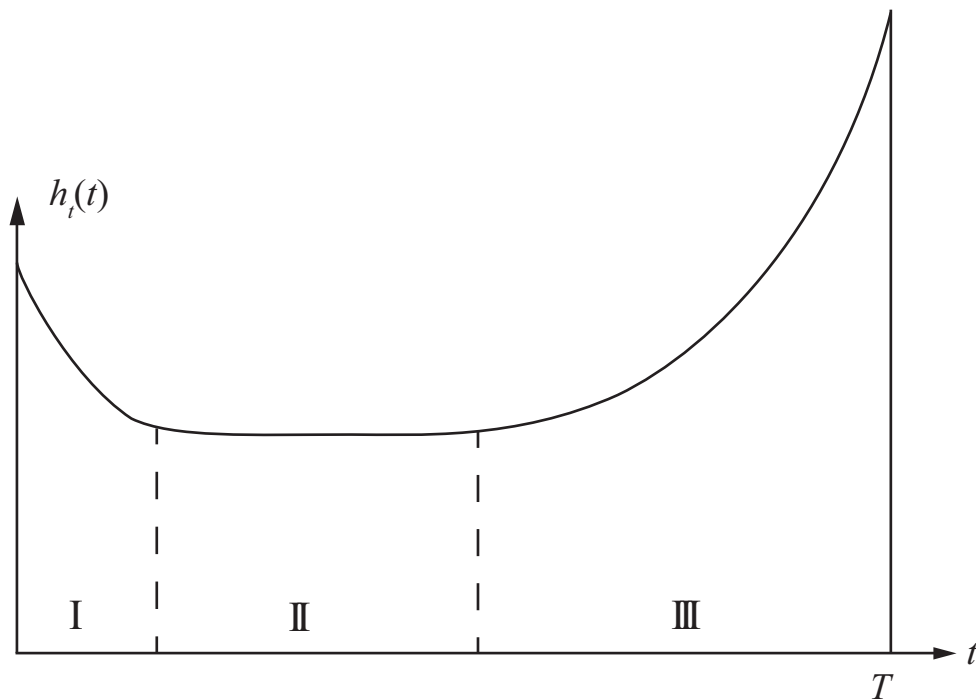


Abbildung 5.3: „Badewannenkurve“ zur Darstellung der Ausfallrate in Abhängigkeit der Zeit (nach Spaethe 1992)

Auf der Abszissenachse ist die Zeitspanne von der Herstellung des technischen Systems bis zum Ende der Lebensdauer dargestellt. Auf der Ordinatenachse ist die Ausfallrate mit der Dimension $1/\text{Zeiteinheit}$ dargestellt. Die Badewannenkurve kann in drei Phasen unterteilt werden. Die hohe Ausfallrate während der tendenziell kürzesten Phase I liegt darin begründet, dass Fehler in Konstruktion, Ausführung und Material häufig gleich zu Beginn eines Lebenszykluses zu einem Ausfall des Systems, bzw. zu einem Versagen führen. Während der üblicherweise längeren Phase II ist mit niedrigerer und über den Zeitraum konstanter Ausfallrate zu rechnen, da diese in zufälligen Ausfällen begründet liegt. In der letzten Phase III, die planmäßig nach Ende der Nutzungszeit beginnen sollte, steigt die Ausfallrate aufgrund von Alterung und Verschleiß wieder an.

Übertragen auf Ausfälle von Spannungsgliedern können die 3 Phasen der „Badewannenkurve“ folgendermaßen definiert werden:

Phase I:

- Ausfälle aufgrund Spannungsrisskorrosion während der Bauzeit
- Ausfälle infolge mangelhafter Bauausführung und Planungsfehlern
- andere Materialfehler

Phase II:

- Ausfälle durch Spannungsrisskorrosion (zufällig, da die Einflüsse und Mechanismen nicht vollständig bekannt sind, bzw. nicht beschrieben werden können)

- Ausfälle aufgrund zufälliger Lastereignisse (Schwertransport, Erdbeben, Anprall)

Phase III:

- Ausfälle aufgrund Spannungsrissskorrosion verursacht durch eindringende Feuchtigkeit, korrosive Medien, oder Depassivierung des Spannstahls
- Ausfälle nach Überschreitung der Lebensdauer (allg. Korrosion, Ermüdung, Verschleiß, Alterung)

Zeitverzögerte Spannstahlausfälle infolge SRK am Gesamtsystem können demnach entweder in Phase II oder Phase III eigruppirt werden und können durch konstante (Phase II), oder progressive Ausfallraten (Phase III) abgebildet werden (siehe Abbildung 5.4). Da für die globale Herangehensweise der Spannstahl entweder als gebrochen oder ungebrochen betrachtet wird, kann der zeitvariante Schädigungsfortschritt durch Einordnung der Ausfallraten in Phase II oder III ausreichend genau abgebildet werden, auch ohne Kenntnis des tatsächlichen Risswachstums im einzelnen Spannstahl.

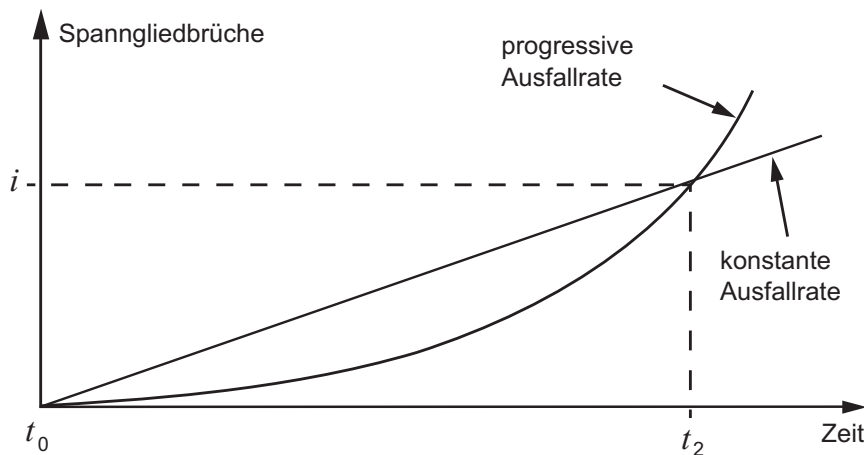


Abbildung 5.4: Gegenüberstellung von progressiver, bzw. konstanter Ausfallrate von Spanngliedbrüchen

Während sich konstante Ausfallraten durch einen linearen Zuwachs von Spanngliedbrüchen am Gesamtsystem ausdrücken lassen, können progressive Ausfallraten zum Beispiel durch quadratische, kubische, oder exponentielle Funktionen dargestellt werden. Da für das im Weiteren entwickelte Modell zur Berechnung der Wahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit nur ganzzahlige Anzahlen von Spanngliedbrüchen anzusetzen sind, muss die berechnete Anzahl der Spanngliedbrüche j gerundet werden. Auf der sicheren Seite liegend, ist die Anzahl von Spanngliedbrüchen zum Zeitpunkt t_1 stets abzurunden. So lässt sich die Anzahl j von Spanngliedbrüchen zum Zeitpunkt t_1 für alle $i = 0 \dots i_{\max}$ Brüchen zum Zeitpunkt t_2 für die verschiedenen Funktionstypen wie folgt berechnen (siehe auch Abbildung 5.5):

Lineare Zeitfunktion

$$j = \left\lfloor i \cdot \frac{t_1 - t_0}{t_2 - t_0} \right\rfloor \quad (5.11)$$

mit

j Anzahl der Brüche zum Zeitpunkt t_1

i Anzahl der Brüche zum Zeitpunkt t_2

$\lfloor \dots \rfloor$ Gaußklammer, abrunden auf die nächst kleinere ganze Zahl

Quadratische Zeitfunktion

$$j = \left\lfloor i \cdot \left(\frac{t_1 - t_0}{t_2 - t_0} \right)^2 \right\rfloor \quad (5.12)$$

Kubische Zeitfunktion

$$j = \left\lfloor i \cdot \left(\frac{t_1 - t_0}{t_2 - t_0} \right)^3 \right\rfloor \quad (5.13)$$

Exponentielle Zeitfunktion

$$j = \left\lfloor (i + 1) \left(\frac{t_1 - t_0}{t_2 - t_0} \right) - 1 \right\rfloor \quad (5.14)$$

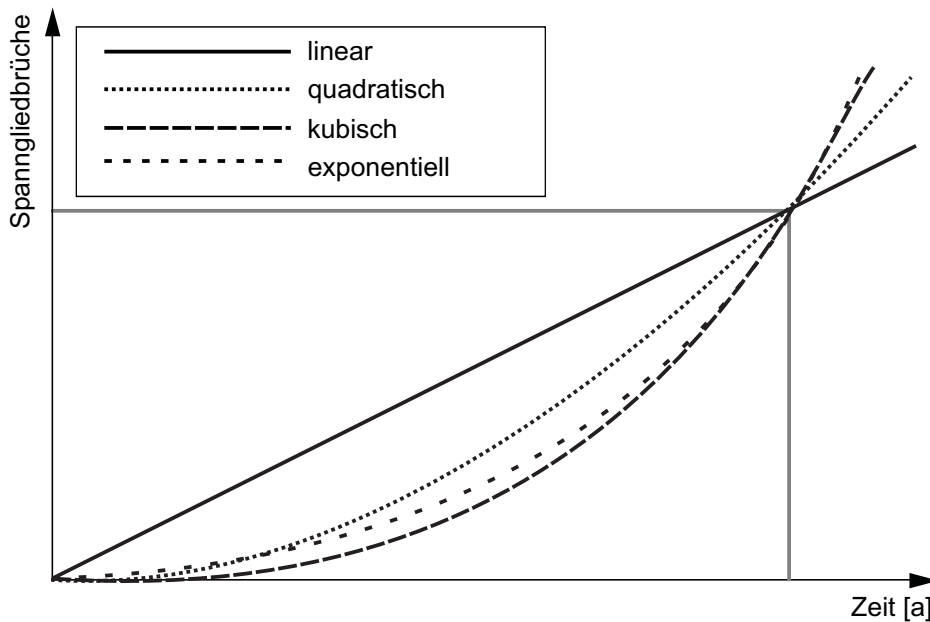


Abbildung 5.5: Verschiedene Funktionstypen zur Darstellung linearer oder progressiver Ausfallraten

Durch die Auswahl einer konstanten oder einer progressiven Ausfallrate lässt sich der Bauwerkszustand bei der Ermittlung der zeitabhängigen Wahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit berücksichtigen. So kann Bauwerken mit gutem Erhaltungszustand eine konstante Ausfallrate unterstellt werden, wohingegen Bauwerken mit mangelhafter Abdichtung, depassiviertem Spannstahl oder einer hohen Chloridkonzentration eher progressive Ausfallraten zuzuordnen sind.

Bei Untersuchungen an rissbehafteter Spannstahlproben in Calciumhydroxidlösung (Isecke et al. 1995) wurden unter schwellender Belastung teils deutlich kürzere Standzeiten der Spannstahlproben festgestellt, wodurch für das hier entwickelte Verfahren eher progressive Ausfallraten anzusetzen wären, da es aufgrund Rissbildung zu höheren Spannungsschwingbreiten des Spannstahls kommt. Da mit diesen Untersuchungen bereits an rissbehafteter Spannstahlproben die Beurteilung des realen Spannstahlverhaltens nicht möglich ist und Spannglieder in dem hier entwickelten Verfahren definitionsgemäß entweder gebrochen oder ungebrochen sind, wird der Einfluss der Schwellbelastung auf die Ausfallraten als gering erachtet.

Im Weiteren wird die Ausfallrate für Bauwerke mit gutem Erhaltungszustand als konstant angenommen und die Anzahl der Spanngliedbrüche demnach als linear ansteigend. Da keine Argumente für oder gegen eine bestimmte Funktion einer Ausfallrate vorliegen, müsste diese streng genommen nach Rissbildung als unendlich angesehen werden, da nur diese Abschätzung wirklich auf der sicheren Seite liegt. Dies würde allerdings bedeuten, dass alle Bauwerke umgehend nach Rissbildung versagen würden. Das widerspricht dem bisherigen Konzept und den vorliegenden Erfahrungen vollkommen. Da die Vorschädigungen, welche maßgebend für SRK verantwortlich sind, zum einen zufällig verteilt², zum anderen aber auch unterschiedlich stark ausgeprägt sind und auch die für das Risswachstum maßgeblichen Faktoren gewissen Streuungen unterliegen, sind konstante Ausfallraten eine pragmatische Abschätzung.

Zusammenfassend bleibt auf weiteren Forschungsbedarf, vor allem aus Sicht der Materialkunde, zu verweisen, um ausreichend sichere Annahmen für die Ausfallraten zu definieren.

5.2.4 Beschreibung des Verfahrens

Um die Wahrscheinlichkeiten der Schnittmengen $\Pr(N_{\bar{B}} = j \cap N_V = i)$ für alle i und die zugehörigen j Spanngliedbrüche zu ermitteln, wird wie bereits in Kapitel 5.2.2 erwähnt, eine Monte-Carlo-Simulation durchgeführt. Hierzu wird das betrachtete Bauwerk bzw. der betrachtete Überbau, analog zu den Vorgaben der Handlungsanweisung SRK (BMVBS 2011-06), in q Nachweisquerschnitte unterteilt. Somit ergibt sich in Abhängigkeit der Anzahl der Nachweisquerschnitte q und der Anzahl der Spannglieder s in jedem Nachweisquerschnitt die Anzahl möglicher Spanngliedbrüche im betrachteten Gesamtsystem zu $i_{\max} = q \cdot s$ ³. Des

² Zufällige Verteilung ist eine Annahme auf der sicheren Seite, da sich beobachtete Schadenshäufungen in den Spanngliedtieflagen günstig auf die Ankündigung auswirken.

³ Mit dem hier entwickelten Verfahren wird die Wahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit zum Zeitpunkt t_2 unter Berücksichtigung einer örtlichen Schädigungskonzentration in einem Hüllrohr entsprechend der Annahmen in Kapitel 5.2.3.1 ermittelt. Aus Gründen der Lesbarkeit wird im Folgenden allerdings die Bezeichnung Spannglieder und Spanngliedbrüche verwendet.

Weiteren werden für jeden Nachweisquerschnitt die Restspanngliedanzahlen bei Rissbildung und die erforderlichen Spanngliedanzahlen zum Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit gemäß Gleichung (5.3) und (5.4) ermittelt.

In Abbildung 5.6 ist die Anzahl der Spannglieder in jedem Schnitt (grün), die Anzahl der Spannglieder bei Rissbildung (blau) und die Anzahl der Spannglieder zur Sicherstellung einer ausreichenden Restsicherheit (rot) für ein fiktives System mit fünf Nachweisquerschnitten dargestellt.

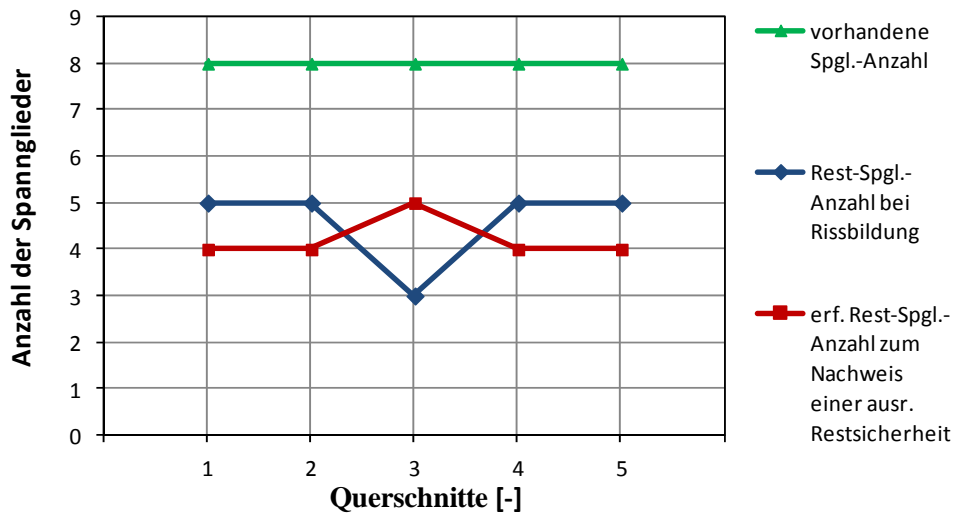


Abbildung 5.6: Anzahl der vorhandenen Spannglieder (grün), der Spannglieder bei Rissbildung (blau) und der Spannglieder für eine ausreichende Restsicherheit (rot) eines fiktiven Systems mit fünf Nachweisquerschnitten

Wenn durch einen Ausfall von Spanngliedern die Anzahl der vorhandenen Spannglieder soweit reduziert wird, dass in einem Schnitt die Anzahl der Spannglieder bei Rissbildung erreicht wird, ist am Bauwerk mit Rissen infolge Zugspannungen größer der Zugfestigkeit des Betons zu rechnen. Eine Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit tritt allerdings erst ein, wenn die Anzahl der vorhandenen Spannglieder in einem Schnitt durch Spannstahlausfälle soweit reduziert wird, dass die berechnete Spanngliedanzahl für ausreichende Restsicherheit unterschritten wird. Für das Beispiel in Abbildung 5.6 bedeutet dies, dass z.B. erst bei 4 Spanngliedbrüchen im Schnitt 3 die erforderliche Restsicherheit unterschritten wird.

In jeder Simulationsschleife der Monte-Carlo-Simulation werden nun aus der Grundgesamtheit aller möglichen Spanngliedbrüche i_{\max} zufällige Spannstahlbrüche „ohne zurücklegen“ (d.h. jeder Spanngliedbruch kann nur einmal auftreten) generiert, bis es im ersten Nachweisquerschnitt zu einem Überschreiten der Betonzugfestigkeit und im ersten Nachweisschnitt zu einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit kommt. Die Anzahlen der Spannstahlbrüche bei Überschreiten der Betonzugfestigkeit und bei Erreichen der erforderlichen Restsicherheit werden für jeden der N_{MCS} Schleifendurchläufe notiert.

Die Ergebnisse der Simulationsrechnung lassen sich für das obige Beispiel in Form einer Matrix \mathbf{B}_{kl} ($k = 0 \dots i_{\max}$ (Zeile); $l = 0 \dots i_{\max}$ (Spalte)) gemäß Tabelle 5.1 darstellen. Während die

Zeilen die Bruchanzahlen bei Erreichen der Betonzugfestigkeit abbilden, werden in den Spalten die Bruchanzahlen bei Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit dargestellt.

In Tabelle 5.1 sind für alle Schleifendurchläufe die Anzahl der Fälle von Rissen im Beton bei k Brüchen und Unterschreiten der erforderlichen Restsicherheit bei l Brüchen aufsummiert. So ist zu erkennen, dass es in 3489 Fällen von $N_{MCS} = 10\,000\,000$ Simulationen bei $k = 3$ Spanngliedbrüchen zu einem Riss im Beton kommt und bei weiterem sukzessiven Spanngliedausfall bei $l = 5$ Spanngliedbrüchen zu einem Unterschreiten der erforderlichen Restsicherheit (Vorankündigung vorhanden). Diese Fälle können beim gewählten Beispiel nur bei 5 Spanngliedbrüchen im selben Schnitt (jeweils Schnitt 1, 2, 4, oder 5) auftreten (Wahrscheinlichkeit dieses Falles: $3489 / 1 \cdot 10^7 = 3,489 \cdot 10^{-4}$). Auch ist zu erkennen das beispielsweise in 813 Fällen von $N_{MCS} = 10\,000\,000$ Simulationen ein Unterschreiten der Restsicherheit schon bei $l = 4$ Spanngliedbrüchen auftreten kann, während der erste Riss erst bei $k = 5$ Brüchen zu erwarten ist (keine Vorankündigung vorhanden). Diese Fälle können beim gewählten Beispiel nur bei 5 aufeinanderfolgenden Spanngliedbrüchen jeweils im Schnitt 3 auftreten und sind bei gleichverteilten Zufallszahlen entsprechend unwahrscheinlich (Wahrscheinlichkeit dieses Falls: $813 / 1 \cdot 10^7 = 8,13 \cdot 10^{-5}$). Zwangsläufig ist der erste erläuterte Fall ca. viermal so häufig zu erwarten wie der zweite Fall, da dieser auch an viermal so vielen Schnitten (Schnitte 1, 2, 4 und 5 vs. Schnitt 3) auftreten kann.

Tabelle 5.1: Auszug des Ergebnisses einer Monte-Carlo-Simulation des Beispiels aus Abbildung 5.6 mit den Bruchanzahlen bei Riss und Unterschreiten der Restsicherheit für jeden Simulationsschritt, bei $N_{MCS} = 10\,000\,000$ durchgeführten Simulationen (Matrix B_{kl})

		Anzahl der Brüche l bei Unterschreiten der erforderlichen Restsicherheit										
$k \setminus l$		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	...
Anzahl der Brüche k bei Rissbildung	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	...
	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	...
	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	...
	3	0	0	0	0	0	3489	6232	8847	11132	13762	...
	4	0	0	0	0	0	0	9321	17784	25868	34409	...
	5	0	0	0	0	813	0	0	18483	36158	53808	...
	6	0	0	0	0	808	3217	0	2440	32549	61855	...
	7	0	0	0	0	957	3701	9433	0	10495	51094	...
	8	0	0	0	0	1159	4466	11472	22614	0	26260	...
	9	0	0	0	0	1181	5075	12279	24838	43447	0	...

Die grau hinterlegte Hauptdiagonale stellt die Anzahl der Fälle dar, bei welchen bei gleicher Anzahl von Spanngliedbrüchen rechnerisch Risse auftreten und die erforderliche Restsicherheit unterschritten wird ($k = l$). Für das gewählte Beispiel können diese Fälle definiti-

onsgemäß nicht eintreten. Die Fälle oberhalb der Hauptdiagonalen sind durch Risse im Beton vor Unterschreiten der Restsicherheit gekennzeichnet, während die Fälle unterhalb der Hauptdiagonalen stets rechnerisch versagen würden, bevor die Zugfestigkeit des Betons überschritten ist. In Abbildung 5.7 ist die Matrix \mathbf{B}_{kl} aus Tabelle 5.1 dargestellt.

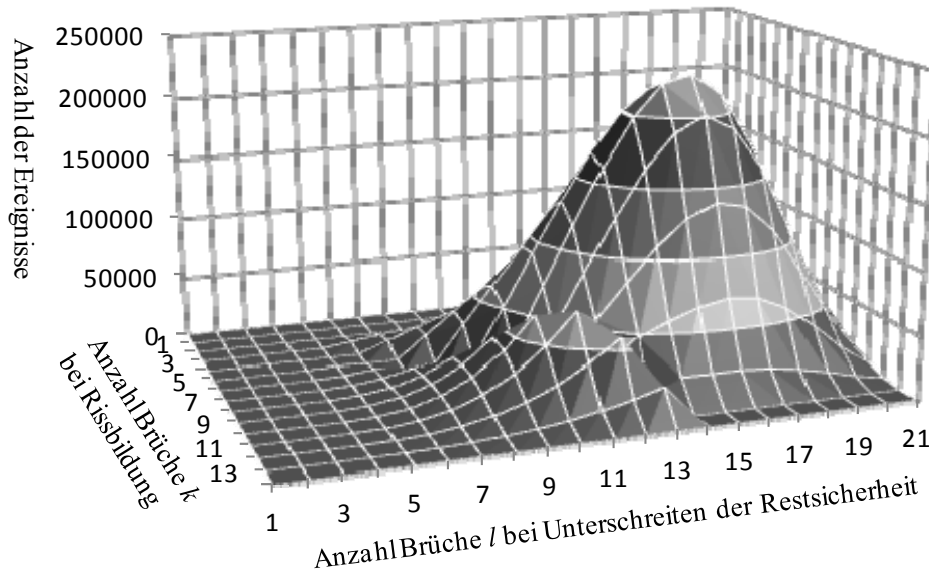


Abbildung 5.7: Darstellung der Matrix \mathbf{B}_{kl} als Ergebnis der Monte-Carlo-Simulation

Da für die Berechnung der gesuchten Wahrscheinlichkeit $\Pr(N_{\bar{B}} = j \cap N_V = i)$ nicht die Ereignisse einer Rissbildung bei j Brüchen von Belang sind, sondern genau das komplementäre Ereignis keiner Rissbildung bei j Brüchen sowie einer Unterschreitung bei i Brüchen können die entsprechenden Ereignisse auf Basis der Matrix \mathbf{B}_{kl} wie folgt ermittelt werden:

$$\text{Anzahl der Ereignisse}(N_{\bar{B}} = j \cap N_V = i) = \sum_{k=j+1}^{i_{\max}} \mathbf{B}_{ki} \quad (5.15)$$

In Tabelle 5.2 ist die Ermittlung der Anzahl der Elementarereignisse mit einer Unterschreitung der Restsicherheit bei 8 Brüchen und keinem Befund bei 5 Spanngliedbrüchen aus Matrix \mathbf{B}_{kl} (siehe Tabelle 5.1) exemplarisch aufgezeigt.

Tabelle 5.2: Ermittlung der Anzahl an Ereignissen mit einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit bei $l = 8$ Brüchen und keinem Befund bei $k = 5$ Spanngliedbrüchen

		Anzahl der Brüche l bei Unterschreiten der erforderlichen Restsicherheit											
$k \setminus l$		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	...	
Anzahl der Brüche k bei Rissbildung	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	...	
	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	...	
	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	...	
	3	0	0	0	0	0	3489	6232	8847	11132	13762	...	
	4	0	0	0	0	0	0	0321	17784	25868	34400	...	
	5	0	0	0	0	813	Anzahl der Ereignisse ($N_{\bar{B}} = 5 \cap N_V = 8$)						...
	6	0	0	0	0	808	3217	0	2440	32549	61855	...	
	7	0	0	0	0	957	3701	9433	0	10495	51094	...	
	8	0	0	0	0	1159	4466	11472	22614	0	26260	...	
	9	0	0	0	0	1181	5075	12279	24838	43447	0	...	
	

Die so ermittelte Anzahl an Elementarereignissen ergibt dividiert durch die Anzahl aller durchgeführter Simulationen die gesuchte Wahrscheinlichkeit der Schnittmenge einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit bei i Spanngliedbrüchen und einem befundfreien Bauwerk bei j Spanngliedbrüchen.

$$\Pr(N_{\bar{B}} = j \cap N_V = i) = \frac{\text{Anzahl der Ereignisse}(N_{\bar{B}} = j \cap N_V = i)}{N_{MCS}} = \sum_{k=j+1}^{i_{\max}} B_{ki} \tag{5.16}$$

mit

N_{MCS} Anzahl der Simulationsläufe der Monte-Carlo-Simulation

In Abbildung 5.8 ist die Wahrscheinlichkeit der Schnittmenge einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit bei i Brüchen und einer Bauwerksprüfung ohne Befund bei j Brüchen dargestellt.

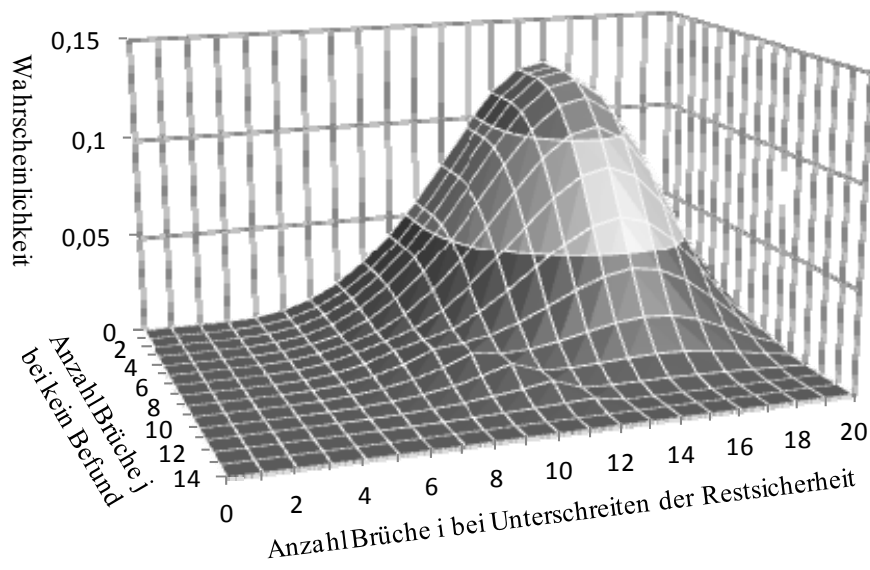


Abbildung 5.8: Wahrscheinlichkeit der Schnittmenge eines Unterschreitens der erforderlichen Restsicherheit bei i Brüchen und einer Bauwerksprüfung ohne Befund bei j Brüchen

Durch aufsummieren der Wahrscheinlichkeiten $\Pr(N_{\bar{B}} = j \cap N_V = i)$ über alle i , lässt sich gemäß Gleichung (5.10) die Wahrscheinlichkeit einer Bauwerksprüfung ohne Befund zum Zeitpunkt t_1 mit der Bedingung einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit zum Zeitpunkt t_2 ermitteln.

In Tabelle 5.3 wird für das Beispiel aus Abbildung 5.6, für ein fiktives Bauwerksalter $T = t_1 - t_0 = 20[a]$ zum Zeitpunkt t_1 , die Wahrscheinlichkeit der Schnittmenge für verschiedene Zeitpunkte t_2 ermittelt. In der ersten Spalte ist hierzu die Zählvariable i der Spanngliedbrüche am Gesamtsystem, zum Zeitpunkt t_2 , für alle $i = 0 \dots i_{\max}$ aufgelistet. Daraus kann je nach gewähltem Zeitpunkt t_2 eine zugehörige Bruchanzahl j zum Zeitpunkt t_1 ermittelt werden (siehe Gleichung (5.11)). Für jede $i - j$ -Paarung kann gemäß Gleichung (5.16) nun die Wahrscheinlichkeit $\Pr(N_{\bar{B}} = j \cap N_V = i)$ aus der Matrix \mathbf{B}_{kl} ermittelt werden. Die Summe dieser Wahrscheinlichkeiten ergibt die Wahrscheinlichkeit keines Befundes zum Zeitpunkt t_1 bei einer sicheren Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit zum Zeitpunkt t_2 .

Tabelle 5.3: Beispielhafte Berechnung der Wahrscheinlichkeit einer befundlosen Bauwerksprüfung bei einer sicheren Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit für das Beispiel aus Abbildung 5.6 für einen Zeitpunkt $t_2 = t_1 + 1$ Jahre und einen Zeitpunkt $t_2 = t_1 + 3$ Jahre

i	$t_2 = t_1 + 1[a]$		$t_2 = t_1 + 3[a]$	
	j_1	$\Pr(N_{\bar{B}} = j \cap N_V = i)$	j_3	$\Pr(N_{\bar{B}} = j \cap N_V = i)$
0	0	0,0000	0	0,0000
1	0	0,0000	0	0,0000
2	1	0,0000	1	0,0000
3	2	0,0000	2	0,0000
4	3	0,0008	3	0,0008
5	4	0,0027	4	0,0027
6	5	0,0060	5	0,0060
7	6	0,0101	6	0,0101
8	7	0,0138	6	0,0148
9	8	0,0152	7	0,0178
10	9	0,0129	8	0,0174
11	10	0,0077	9	0,0135
12	11	0,0026	10	0,0074
13	12	0,0000	11	0,0022
14	13	0,0000	12	0,0000
...
$i_{\max} = 40$	38	0,0000	34	0,0000
$\Pr(\bar{B}(t_1) V(t_2))$		$\Sigma = 0,0717$		$\Sigma = 0,0927$

In Abbildung 5.9 ist für verschiedene Zeitintervalle $\Delta t = t_2 - t_1 = 0 \dots 6$ Jahre die Wahrscheinlichkeit einer Bauwerksprüfung ohne Befund zum Zeitpunkt t_1 , bei sicherer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit bei t_2 , analog der Auswertung in Tabelle 5.3, für das in Abbildung 5.6 dargestellte fiktive Beispiel angegeben.

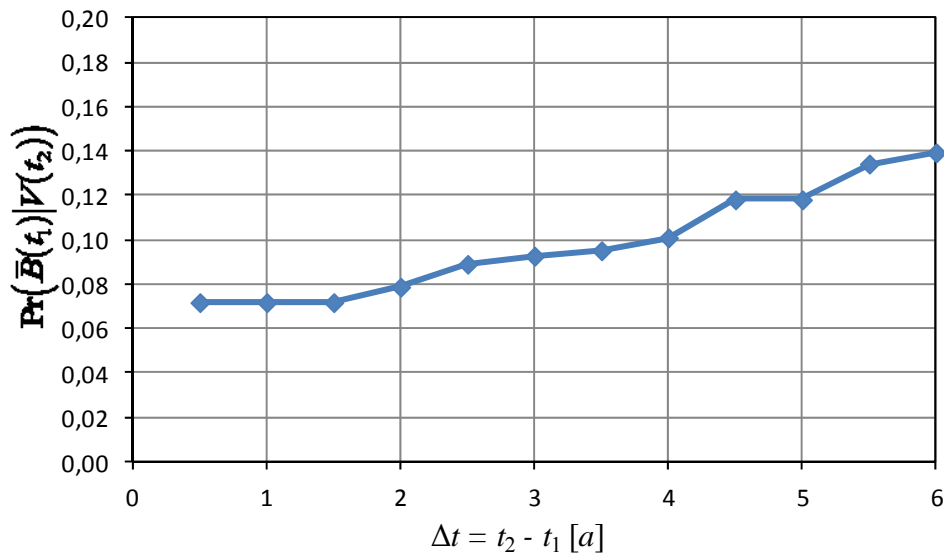


Abbildung 5.9: Wahrscheinlichkeit einer Bauwerksprüfung ohne Befund zum Zeitpunkt t_1 und einer Unterschreitung der Restsicherheit zum Zeitpunkt t_2 , gemäß Tabelle 5.3

Die Unstetigkeit in Abbildung 5.9 ist dem Abrunden der Bruchanzahl j geschuldet. Allerdings ist der Einfluss des Rundens bei realen Systemen bei weitem nicht so gravierend wie bei dem fiktiven System aus Abbildung 5.6, da dort unter Berücksichtigung der örtlichen Korrelation (siehe Kapitel 5.2.3.1) mit effektiven Teilspanngliedern gerechnet wird und somit die relative Schrittweite zwischen den sukzessive ansteigenden Bruchanzahlen erheblich kleiner wird.

Mit dem vorliegenden Zeitansatz lässt sich auch die auf Basis von (Lingemann 2010) entwickelte zeitinvariante Wahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit ohne Versagensvorankündigung der Handlungsanweisung SRK reproduzieren. So wird bei (Lingemann 2010) die Wahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit bei i Brüchen und keinem Befund bei $i-1$ Brüchen für alle $i = 0 \dots i_{\max}$ berechnet, welche aufsummiert die gesuchte Wahrscheinlichkeit ergeben. Dies entspricht einem infinitesimal kleinen Zeitintervall Δt bei dem hier entwickelten Verfahren, wodurch sich für jedes i ein zugehöriges $j = i-1$ ergibt und sich die Wahrscheinlichkeiten der Schnittmengen zu $\Pr(N_{\bar{B}} = j \cap N_V = i) = \Pr(N_{\bar{B}} = i-1 \cap N_V = i)$ ergibt. Die zeitinvariante Wahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit nach der Definition (Lingemann 2010) für das Beispiel aus Abbildung 5.6 beträgt 0,0717. Dies entspricht den Ergebnissen in Abbildung 5.9 für die Zeitintervalle 0,5 bis 1,5 Jahre, da hier für alle $i = 0 \dots i_{\max}$ die Bruchanzahl $j = i-1$ ist.

5.2.5 Programmtechnische Umsetzung

Zur Durchführung der in Kapitel 5.2.4 beschriebenen Berechnungen wurde ein Softwaretool geschaffen, welches die Vielzahl der erforderlichen Simulationsschritte in vertretbarer Zeit berechnen kann. Da eine Monte-Carlo-Simulation strenggenommen nur für unendlich viele Simulationen ein korrektes Ergebnis liefert, ist die berechnete Wahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit stets nur als Schätzung zu betrachten. Die Qualität der Schätzung ist somit abhängig von der Anzahl der durchgeführten Simulationen. Die Standardabweichung σ_{MCS} der Schätzung lässt sich folgendermaßen berechnen (Straub 2009b):

$$\sigma_{MCS} = \sqrt{\frac{P_{MCS} - P_{MCS}^2}{N_{MCS}}} \quad (5.17)$$

mit

σ_{MCS} Standardabweichung der MCS-Schätzung

P_{MCS} Schätzwert der Wahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit

N_{MCS} Anzahl der Simulationen

Um die Standardabweichung auf die Größenordnung des Mittelwerts zu beschränken ist die Anzahl der Simulationen $N_{MCS} \geq 1/P_{MCS}$ zu wählen. (Straub 2009b) empfiehlt als Faustformel eine Simulationsanzahl von $N_{MCS} = 10/P_{MCS}$. Dies ergibt für die im Bauwesen üblichen Zielwahrscheinlichkeiten im GZT von 10^{-4} bis 10^{-6} erforderliche Simulationsanzahlen von $N_{MCS} = 10^5$ bis 10^7 . Abhängig von der maximalen Anzahl möglicher Brüche i_{\max} des betrachteten Bauwerks und der Kapazität des verwendeten Rechners ergeben sich deswegen teils lange Rechenzeiten. Aus diesem Grund wurde das Softwaretool in der Programmiersprache C++ erstellt, da hiermit durch vorgeschaltetes kompilieren und verlinken des Quellcodes ein leistungsstarkes Programm erstellt werden kann, welches gegenüber Programmen, welche den Quellcode erst während des Programmablaufs interpretieren, wesentlich schneller läuft (Liberty, Horvath 2005).

Die Eingabe des zu berechnenden Systems geschieht über eine Textdatei in ASCII-Formatierung, welche beim Programmstart automatisch eingelesen wird. Als Eingangsgrößen sind folgende Parameter in der Textdatei zu speichern:

- Anzahl der Nachweisquerschnitte
- Anzahl der Simulationen
- Anzahl der vorhandenen Spannglieder je Nachweisquerschnitt
- Anzahl der Spannglieder bei Rissbildung je Nachweisquerschnitt
- Anzahl der Spannglieder bei Unterschreiten der erforderlichen Restsicherheit je Nachweisquerschnitt
- Alter des Bauwerks

Das Softwaretool ist intern in zwei Teilaufgaben gegliedert. Im ersten Programmteil (siehe Abbildung 5.10) werden durch einen Zufallsgenerator solange zufällige Spannstahlbrüche generiert, bis es zu einem Riss und zu einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit kommt. Die zugehörige Anzahl an Spannstahlbrüchen wird in eine Matrix \mathbf{B}_{kl} (siehe Tabelle 5.1) notiert. Dieser Rechenschritt wird für N_{MCS} Simulationen wiederholt.

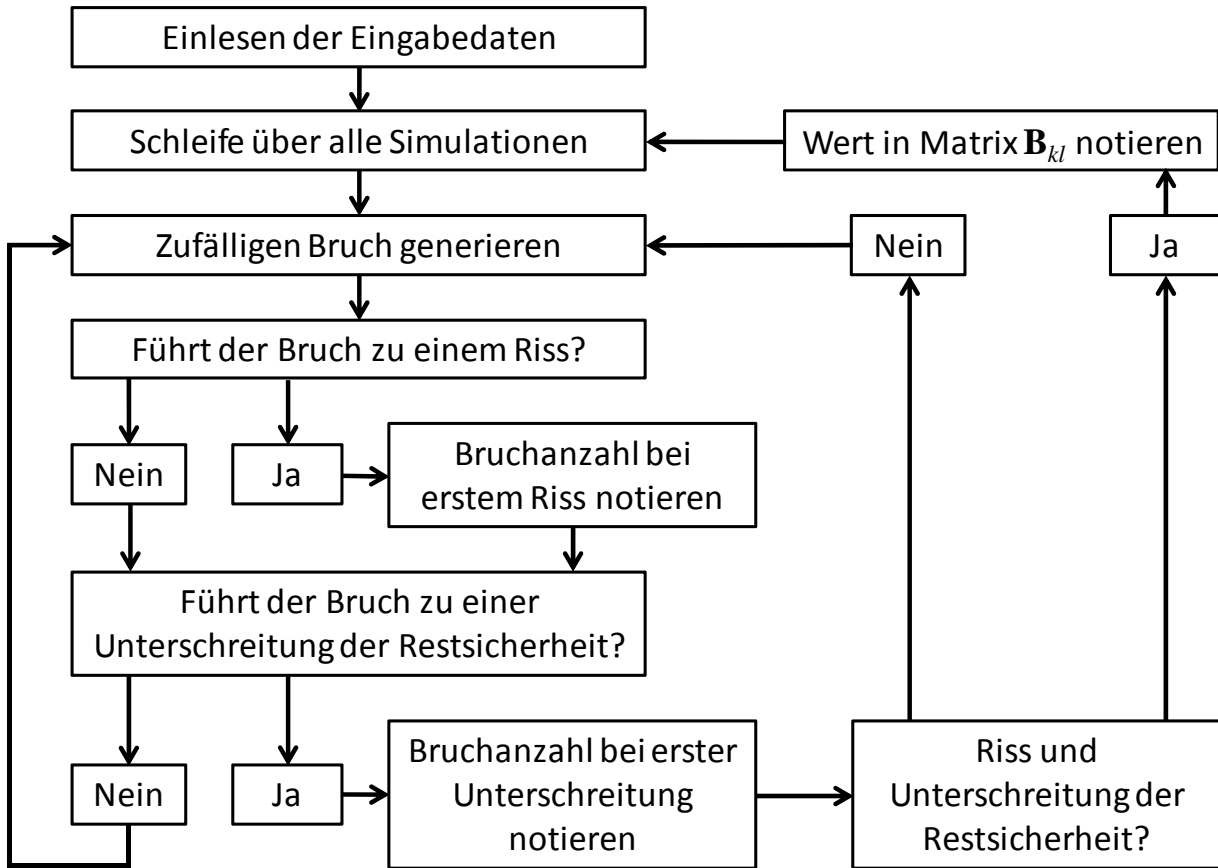


Abbildung 5.10: Quasicode des Programmteils zur Generierung zufälliger Brüche

Im zweiten Programmteil (siehe Abbildung 5.11) wird auf Basis der Matrix \mathbf{B}_{kl} die Wahrscheinlichkeit der Schnittmenge $\Pr(N_B = j \cap N_V = i)$ berechnet (siehe Gleichung (5.16)). Des Weiteren werden für weitere Berechnungen (siehe Kapitel 5.2.6) die Wahrscheinlichkeit der Schnittmenge $\Pr(N_B = j \cap N_V = i)$ für alle i und j ermittelt. Die Wahrscheinlichkeit der Schnittmenge bei j Brüchen einen Befund zu haben und bei i Brüchen ein Unterschreiten der erforderlichen Restsicherheit, berechnet sich wie folgt:

$$\Pr(N_B = j \cap N_V = i) = \frac{\text{Anzahl der Ereignisse}(N_B = j \cap N_V = i)}{N_{MCS}} = \frac{\sum_{k=0}^j \mathbf{B}_{ki}}{N_{MCS}} \quad (5.18)$$

Innerhalb einer weiteren Schleife von i bis i_{\max} werden für verschiedene Zeitpunkte t_2 in Abhängigkeit des Bauwerksalters $T = t_1 - t_0$ die zugehörigen Anzahlen von Spanngliedbrü-

chen j gemäß Gleichung (5.11) berechnet. Des Weiteren wird für die zusammengehörigen $i-j$ - Paarungen nun die Wahrscheinlichkeit der Schnittmenge $\Pr(N_{\bar{B}} = j \cap N_V = i)$ bestimmt und daraus für alle $i = 0 \dots i_{\max}$ möglichen Spanngliedbrüche die Summe gebildet.

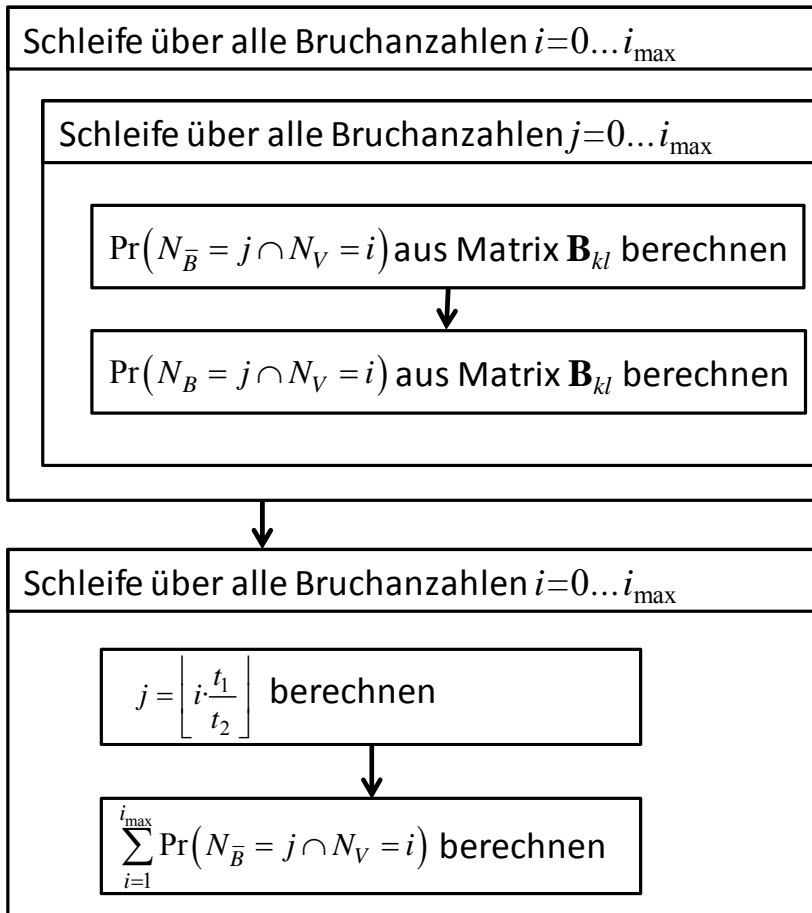


Abbildung 5.11: Quasicode des zweiten Programnteils zur Berechnung der jeweiligen Wahrscheinlichkeiten

5.2.6 Berücksichtigung der Inspektionsqualität

Für das im vorhergehenden Kapitel erläuterte Vorgehen zur Berechnung der Wahrscheinlichkeit das die Bauwerksprüfung zum Zeitpunkt t_1 keinen Befund ergibt, bei einer sicherer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit zum Zeitpunkt t_2 wird vorausgesetzt, dass vorhandene Befunde auch tatsächlich detektiert werden. Als möglicher Befund wurden die rechnerische Rissbildung und die Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit, welche bei Bauwerken mit gleichmäßig hoher Verkehrseinwirkung auch in Form von Rissen zu erkennen ist, definiert. Dies setzt allerdings voraus, dass ein als rissfrei deklariertes Bauwerk auch tatsächlich rissfrei ist. Das bedeutet, dass die Wahrscheinlichkeit vorhandene Risse nicht zu entdecken, berücksichtigt werden muss. Deshalb muss genaugenommen nicht die Wahrscheinlichkeit eines rissfreien Bauwerks bei Unterschreitung berechnet werden, sondern die Wahrscheinlichkeit eines Prüfergebnisses „kein Befund“ der Bauwerksprüfung. Hierzu muss die bedingte Wahrscheinlichkeit keines Befundes zum Zeitpunkt t_1 bei einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit zum Zeitpunkt t_2 wie folgt umgestellt werden:

$$\Pr(\bar{D}(t_1)|V(t_2)) \quad (5.19)$$

mit

\bar{D} Ereignis keiner Detektion eines Schadens während der Bauwerksprüfung

Wenn bei der Bauwerksprüfung kein Schaden am Bauwerk detektiert wird, kann dies bei einer nicht perfekten Inspektionsmethode zum einen bedeuten, dass tatsächlich kein Befund vorliegt, aber auch, und das ist der Unterschied zur perfekten Inspektion, dass ein Befund vorliegt, dieser aber nicht detektiert wird. Gleichung (5.19) lässt sich demnach wie folgt umschreiben:

$$\begin{aligned} \Pr(\bar{D}(t_1)|V(t_2)) &= \Pr(\bar{B}(t_1)|V(t_2)) \cdot \Pr(\bar{D}(t_1)|\bar{B}(t_1)) \\ &\quad + \Pr(B(t_1)|V(t_2)) \cdot \Pr(\bar{D}(t_1)|B(t_1)) \end{aligned} \quad (5.20)$$

mit

$\Pr(\bar{D}|\bar{B})$ Wahrscheinlichkeit, dass nichts detektiert wird, wenn kein Befund vorliegt

$\Pr(\bar{D}|B)$ Wahrscheinlichkeit, dass nichts detektiert wird, wenn ein Befund vorliegt

Da die Wahrscheinlichkeit einen Riss zu detektieren, wenn keiner vorhanden ist, zu $\Pr(D|\bar{B})=0$ angenommen werden kann, ergibt sich für das Komplementärereignis keinen Riss zu detektieren, wenn auch keiner vorhanden ist die Wahrscheinlichkeit $\Pr(\bar{D}|\bar{B})=1-\Pr(D|\bar{B})=1$. Diese Einschätzung bezieht sich auf den Fall, dass nur Risse infolge Spannungsrissskorrosion auftreten. Prinzipiell sind sämtliche detektierten Risse auf ihre Ursache hin zu überprüfen und nur wenn Spannungsrissskorrosion als Rissursache sicher ausgeschlossen werden kann darf das in dieser Arbeit entwickelte Verfahren angewendet werden. Aufwändiger ist es, die Wahrscheinlichkeit zu benennen, nichts zu detektieren, obwohl Risse vorhandene sind $\Pr(\bar{D}|B)$. Diese ist von dem gewählten Prüfverfahren abhängig. Bei der in Deutschland üblichen, visuellen handnahen Prüfung von Spannbeton-

überbauten kann davon ausgegangen werden, dass Trennrisse unter der häufigen Einwirkungskombination in den einsehbaren Bereichen auch mit sehr großer Sicherheit detektiert werden. Falls allerdings Risse an der Oberseite zur Ankündigung eines Spannstahlausfalls herangezogen werden, hängt die Wahrscheinlichkeit einer korrekten Rissdiagnose vom angewandten Monitoringverfahren ab und sollte realistisch eingeschätzt werden. Diese Wahrscheinlichkeit einen Befund auch tatsächlich zu detektieren wird als „Probability of Detection“ (POD) bezeichnet (siehe Kapitel 3.8). Die Wahrscheinlichkeit des Komplementäreignisses, eines inkorrekten Inspektionsbefundes „kein Befund“ bei vorhandenen Rissen kann zu $\Pr(\bar{D} | B) = 1 - \Pr(D | B) = 1 - POD$ berechnet werden.

Wenn analog zu Gleichung (5.10) geschrieben wird:

$$\Pr(B(t_1) | V(t_2)) = \sum_i \Pr(N_B = j \cap N_V = i) \quad (5.21)$$

kann Gleichung (5.20) entsprechend umgestellt werden:

$$\begin{aligned} \Pr(\bar{D}(t_1) | V(t_2)) &= \sum_i \Pr(N_{\bar{B}} = j \cap N_V = i) \cdot \Pr(\bar{D} | \bar{B}) \\ &+ \sum_i \Pr(N_B = j \cap N_V = i) \cdot \Pr(\bar{D} | B) \end{aligned} \quad (5.22)$$

In Tabelle 5.4 ist für das Beispiel aus Abbildung 5.6 die Wahrscheinlichkeit eines Inspektionsergebnisses „kein Befund“ zum Zeitpunkt t_1 , bei einer Unterschreitung der Restsicherheit zum Zeitpunkt t_2 mit Berücksichtigung einer fiktiven Inspektionsqualität $POD = 0,95$, welche gleichverteilt über alle i möglichen Brüche angenommen wird, gegeben.

Tabelle 5.4: Beispielhafte Berechnung der Wahrscheinlichkeit für einen Zeitpunkt $t_2 = t_1 + 1$ Jahre mit einer „Probability of Detection“ $\Pr(D|B) = 0,95$

		$t_2 = t_1 + 1[a]$						
i	j_1	$\Pr(N_{\bar{B}} = j \cap N_v = i)$	$\Pr(\bar{D} \bar{B})$		$\Pr(N_B = j \cap N_v = i)$	$\Pr(\bar{D} B)$		
0	0	0,0000	1,0	0,0000	0,0000	(1-0,95)	0,0000	
1	0	0,0000	1,0	0,0000	0,0000	(1-0,95)	0,0000	
2	1	0,0000	1,0	0,0000	0,0000	(1-0,95)	0,0000	
3	2	0,0000	1,0	0,0000	0,0000	(1-0,95)	0,0000	
4	3	0,0008	1,0	0,0008	0,0000	(1-0,95)	0,0000	
5	4	0,0027	1,0	0,0027	0,0003	(1-0,95)	0,0000	
6	5	0,0060	1,0	0,0060	0,0016	(1-0,95)	0,0001	
7	6	0,0101	1,0	0,0101	0,0048	(1-0,95)	0,0002	
8	7	0,0138	1,0	0,0138	0,0116	(1-0,95)	0,0006	
9	8	0,0152	1,0	0,0152	0,0241	(1-0,95)	0,0012	
10	9	0,0129	1,0	0,0129	0,0432	(1-0,95)	0,0022	
11	10	0,0077	1,0	0,0077	0,0674	(1-0,95)	0,0034	
12	11	0,0026	1,0	0,0026	0,0920	(1-0,95)	0,0046	
13	12	0,0000	1,0	0,0000	0,1121	(1-0,95)	0,0056	
14	13	0,0000	1,0	0,0000	0,1237	(1-0,95)	0,0062	
15	14	0,0000	1,0	0,0000	0,1265	(1-0,95)	0,0063	
16	15	0,0000	1,0	0,0000	0,1166	(1-0,95)	0,0058	
17	16	0,0000	1,0	0,0000	0,0953	(1-0,95)	0,0048	
18	17	0,0000	1,0	0,0000	0,0650	(1-0,95)	0,0033	
19	18	0,0000	1,0	0,0000	0,0337	(1-0,95)	0,0017	
20	19	0,0000	1,0	0,0000	0,0103	(1-0,95)	0,0005	
...	1,0	(1-0,95)	...	
40	38	0,0000	1,0	0,0000	0,0000	(1-0,95)	0,0000	
				Σ 0,0717				Σ 0,0464
$0,0717 + 0,0464 = 0,1181$								

In Abbildung 5.12 sind die in Tabelle 5.4 berechneten, und weitere Werte der Wahrscheinlichkeit einer Bauwerksprüfung ohne Befund zum Zeitpunkt t_1 bei sicherer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit zum Zeitpunkte t_2 für verschiedene Zeitintervalle $\Delta t = t_2 - t_1 = 0 \dots 6$ Jahre gezeigt. Diese Wahrscheinlichkeit ist mit und ohne Berücksichtigung der Inspektionsqualität (PoD) dargestellt.

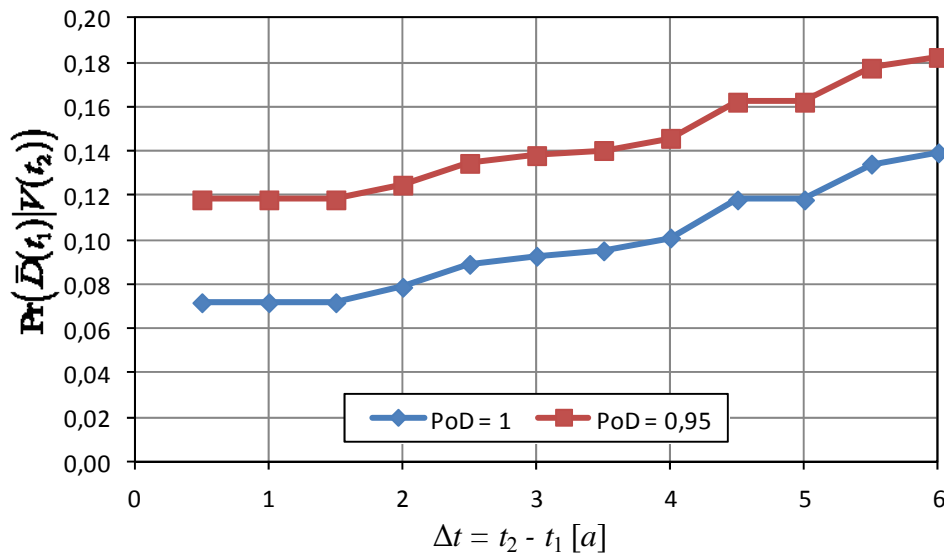


Abbildung 5.12: Wahrscheinlichkeit keines Befundes bei sicherer Unterschreitung der Restsicherheit für perfekte Inspektion gemäß Tabelle 5.3 (blaue Linie) und unter Berücksichtigung der Probability of Detection (PoD) ($\Pr(D|B) = 0,95$) gemäß Tabelle 5.4 (rote Linie)

Es ist zu erkennen, dass die Qualität des gewählten Inspektionsverfahrens großen Einfluss auf die berechnete Wahrscheinlichkeit hat. Unter der Annahme, dass die Wahrscheinlichkeit einen Riss zu detektieren, wenn keiner vorhanden ist, Null ist, ist die gesuchte Wahrscheinlichkeit einer Rissdetektion zum Zeitpunkt t_1 bei sicherer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit zum Zeitpunkte t_2 stets größer oder gleich der Wahrscheinlichkeit einen Riss zu übersehen. Während das vorgestellte Modell stets nur den ersten Riss in einem beliebigen Querschnitt wertet, was u.U. nicht sicher zu erkennen ist, ist am realen Bauwerk nur ein ausgeprägteres Rissbild auch sicher zu detektieren. Dies macht deutlich, dass an die Bauwerksprüfung allerhöchste Ansprüche gestellt werden müssen und vom Aufsteller der hier erläuterten Nachweise ein detaillierter Prüfplan vorgelegt werden muss. Zur Definition einer realistischen Wahrscheinlichkeit einen Riss zu erkennen, sollten weitere Forschungsanstrengungen unternommen werden. Ein pragmatischer Ansatz wäre, auf Modellebene erst bei einem Überschreiten der Zugfestigkeit in mehreren Querschnitten von einem sicheren Erkennen im Rahmen der Bauwerksprüfung auszugehen. Auch durch eine Erhöhung des Rechenwertes der Betonzugfestigkeit oder einen größeren Kombinationsbeiwert zur Abbildung der häufigen Verkehrslast lässt sich indirekt auf die Wahrscheinlichkeit Risse zu entdecken Einfluss nehmen. Im Weiteren wird in Anlehnung an (BMVBS 2011-06) davon ausgegangen, dass Risse infolge von Spannstahlbrüchen von spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl sicher bei der Bauwerksprüfung erkannt werden.

5.3 Berücksichtigung des SRK-Modelles in den Methoden der zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung

Stand sicherheits-, Verkehrssicherheits- und Dauerhaftigkeitsbewertung

Die primäre Schadensauswirkung der SRK ist die Auswirkung auf die Standsicherheit, da ein Versagen von Spannstählen im ungünstigen Fall zu einem Versagen (möglicherweise ohne Vorankündigung) führen kann. Um das hier entwickelte Verfahren zur Berechnung der Prüfintervalle für Bauwerke mit spannungsrissskorrosionsgefährdeten Spannstählen in das Gesamtmodell der zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung zu implementieren, wird vorgeschlagen den in der Handlungsanweisung SRK definierten Maximalwert der Wahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit $p_L \leq -4$ ($\hat{=} 1,0 \cdot 10^{-4}$) auch für die Ermittlung der Prüfintervalle heranzuziehen. Eine Untergliederung der Schädigung SRK in mehrere Schädigungsniveaus erscheint nicht zielführend.

Mögliche Interaktionen

Eine kumulative Interaktion ist zwischen SRK und Ermüdung des Spannstahls als auch des Schlawfstahls, sowie mit Korrosion zu beachten. So wird durch den Ausfall von Schlawfstahl infolge Ermüdung bzw. Korrosion die Anzahl der Spannglieder zum Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit beeinflusst.

Untersuchungsmethoden

Nachdem die Grenzwahrscheinlichkeit überschritten wurde, ist im Rahmen der Bauwerksprüfung das Bauwerk auf Anzeichen von gebrochenen Spanngliedern zu untersuchen. Hierfür kommen verschiedene direkte (zerstörende und zerstörungsfreie) und indirekte Untersuchungsmethoden zum Einsatz. Laut (Lingemann 2010) 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 sich die gebrochenen Spannglieder aber in einer relativ zur Bauwerkslänge kurzen Verankerungslänge wieder im Bauwerk verankern, ist mit geringen Verformungen zu rechnen die u.U. nur durch vermessungstechnische Untersuchungen festgestellt werden können.

Instandsetzungsmöglichkeiten

Für Bauwerke, bei denen die Standsicherheit nicht mit ausreichender Sicherheit nachgewiesen werden kann, werden in Anlehnung an die Handlungsanweisung SRK (BMVBS 2011-06) 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 die die geplante und mögliche Restnutzungsdauer, der allgemeine Zustand der Bausubstanz sowie die Entwicklung des Verkehrsaufkommens mit einfließen müssen.

5.4 Beispielberechnung der Prüfintervalle infolge Spannungsrissskorrosion

5.4.1 Allgemeines

In folgendem Kapitel wird anhand zweier Beispiele die Berechnung der Wahrscheinlichkeit keines Befundes bei der Bauwerksprüfung zum Zeitpunkt t_1 unter der Annahme einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit zum Zeitpunkte t_2 gezeigt. Zur besseren Einordnung der Resultate werden die Bauwerke zusätzlich nach dem genauen Verfahren nach (Lingemann 2010) und dem vereinfachten Verfahren nach (BMVBS 2011-06) bewertet.

5.4.2 Bauwerk 1

Das dem Beispiel zugrunde liegende Bauwerk ist eine zweifeldrige Spannbetonbrücke mit einer Gesamtlänge von 44,80 m. Die einzelnen Spannweiten betragen jeweils 22,4 m. Der Überbauquerschnitt ist als einsteiger Plattenbalken mit konstanter Querschnittshöhe von 1,09 m und vier kreisförmigen Hohlkörpern mit Durchmesser $\varnothing 0,75$ m ausgeführt (siehe Abbildung 5.13). An den Widerlagern und im Bereich der Stütze ist der Querschnitt ohne Hohlkörper ausgeführt.

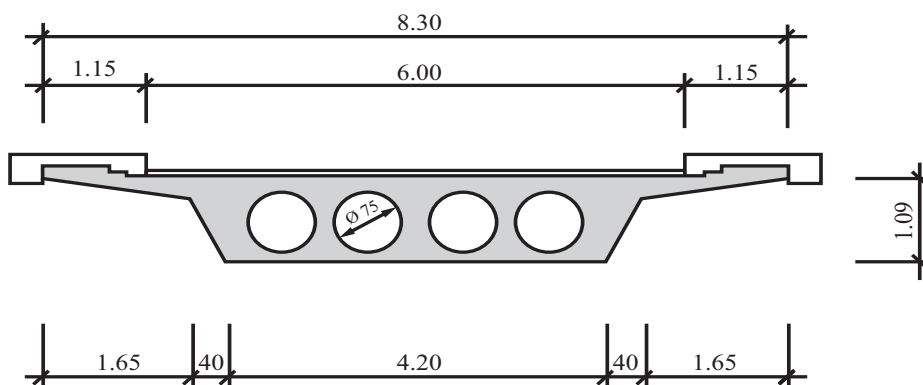


Abbildung 5.13: Regelquerschnitt im Feld, Bauwerk 1

Laut vorliegender ursprünglicher statischer Berechnung kam Beton B 300 nach DIN 4227-1953-10 und Betonstahl BSt II zum Einsatz.

Der Überbau ist in Längsrichtung mit 8 Spanngliedern im Feld beschränkt vorgespannt. Die Spannglieder sind zwischen den Hohlkörpern mit parabolischem Verlauf eingebaut und jeweils über die Mittelstütze geführt. So ergeben sich über der Stütze 16 Spannglieder. Es wurden Drahtbündel aus 40 Drähten St 145/160 Sigma oval verwendet. Die Brücke ist laut der ursprünglichen statischen Berechnung für eine Verkehrslast der Brückenklasse 30 gemäß DIN 1072:1952-06 bemessen. Das Alter der Brücke kann mit 45 Jahren angenommen werden.

Die rechnerische Untersuchung erfolgte für ein Feld und ergab in den Bereichen der Momentennullpunkte keine ausreichende Restsicherheit bezogen auf die Verkehrseinwirkung gemäß (BMVBS 2011-06). Somit lässt sich eine Versagensankündigung auf Querschnittsebene für dieses Bauwerk nicht nachweisen.

In Abbildung 5.14 sind die vorhandenen Spanngliedanzahlen, die Anzahlen bei Rissbildung und für eine ausreichende Restsicherheit in den 1/10-Punkten, ermittelt auf Basis von (BMVBS 2011-06), für ein Feld dargestellt. Da eine Rissbildung am oberen Querschnittsrand in den Stützquerschnitten mit den üblichen Methoden der Bauwerksprüfung nicht zu erkennen ist, sind die Spanngliedanzahlen bei Rissbildung in den Schnitten 10 und 11 für eine Schädigungsankündigung an Plattenoberseite (durchgezogene Linie) und für eine Ankündigung an der Unterseite des Kragarms (gestrichelte Linie) dargestellt.

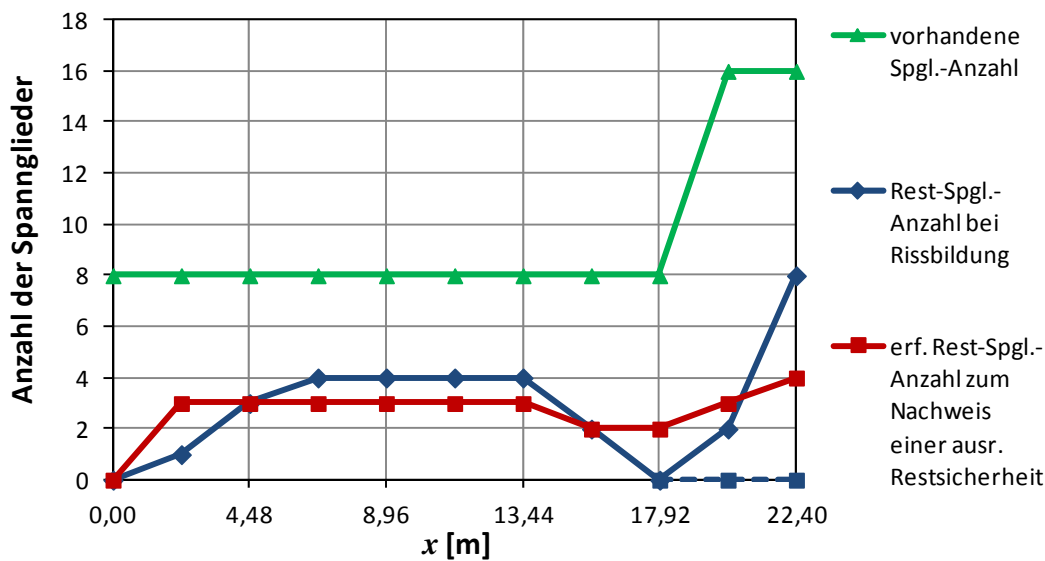


Abbildung 5.14: Darstellung der vorhandenen Spannglieder, der Restspannglieder bei Rissbildung und der erforderlichen Spannglieder zum Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit

Zur Nachweisführung mit dem vereinfachten Verfahren nach (BMVBS 2011-06) wird in Tabelle 5.5 die Anzahl der vorhandenen Spannglieder für elf Nachweisquerschnitte dargestellt. Des Weiteren werden die Spannstahtflächen bei Rissbildung (siehe Gleichung (5.1)) und die zum Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit notwendigen Spannstahtflächen (siehe Gleichung (5.2)) für jeden Nachweisquerschnitt aufgelistet. Aus der Spannstahtfläche bei Rissbildung wird die zugehörige Spanngliedanzahl durch Abrunden ermittelt. Die erforderliche Spanngliedanzahl wird durch Aufrunden aus der Spannstahtfläche zum Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit ermittelt. In den Zeilen der Nachweisquerschnitte 10 und 11 sind die Spannstahtflächen bei Rissbildung für eine Schädigungsankündigung an der Plattenoberseite und der Plattenunterseite der auskragenden Fahrbahnplatte dargestellt. Hiermit kann unterschieden werden, ob eine Ankündigung in Form von Rissen an der Plattenoberseite erkannt werden kann, oder ob im Rahmen einer Bauwerksprüfung nur die Plattenunterseite nach Rissen untersucht werden kann.

Tabelle 5.5: Bezogene Restspanngliedzahl bei Rissbildung und erforderliche bezogene Spanngliedanzahl zum Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit für vereinfachtes Verfahren (auf ganze Spannglieder gerundet)

i Quer- schnitt	Lage	s_i Anzahl Spgl.	$A_{Z,r}$ (nach Gleich. (5.1))	$n_{cr,i}$	$A_{Z,r,erf}$ nach Gleich. (5.2))	$n_{br,i}$	$\kappa_{cr,i}$	$\kappa_{br,i}$
[Nr.]	[m]	[Anz.]	[cm ²]	[Anz.]	[cm ²]	[Anz.]	[-]	[-]
1	0	8	0	0	0	0	0,000	(0,000)
2	2,24	8	18,43	1	32,50	3	(0,125)	0,375
3	4,48	8	55,30	3	46,89	3	0,375	(0,375)
4	6,72	8	70,14	4	41,95	3	0,500	(0,375)
5	8,96	8	76,65	4	46,31	3	0,500	(0,375)
6	11,20	8	76,49	4	45,89	3	0,500	(0,375)
7	13,44	8	69,63	4	40,86	3	0,500	(0,375)
8	15,68	8	46,33	2	28,16	2	0,250	(0,250)
9	17,92	8	0	0	16,69	2	(0,000)	0,250
10	20,16	16	32,68	2	41,97	3	(0,125)	0,188
10 ¹			0	0			(0,000)	0,188
11	22,40	16	137,19	8	62,68	4	0,500	(0,250)
11 ¹			8,46	0			(0,000)	0,250
¹⁾ Rissdetektion nur an Plattenunterseite möglich							$\kappa_{cr,max} =$ 0,500	$\kappa_{br,max} =$ 0,375

Der Eingangswert x für das vereinfachte Verfahren lässt sich, unabhängig davon ob eine Rissbildung an der Plattenoberseite detektiert werden kann, wie folgt ermitteln:

$$x = \kappa_{cr,max} - \kappa_{br,max} = 0,500 - 0,375 = 0,125 \quad (5.23)$$

Die weiteren, für das vereinfachte Verfahren erforderlichen Eingangswerte ergeben sich zu:

Anzahl der Querschnitte:

$$q = 11$$

Anzahl der Querschnitte mit max. Spanngliedanzahl:

$$q_s = 2$$

Maximale Spanngliedanzahl im untersuchten Bereich:

$$s_{max} = 16$$

Minimale Spanngliedanzahl im untersuchten Bereich:

$$s_{min} = 8$$

Parameter a

$$a = \frac{47}{\left[8 + \frac{2}{11} \cdot (16 - 8)\right]^{0,10}} - 60 = -22,46 \quad (5.24)$$

$$\text{Parameter } b \quad b = \frac{25}{\left[8 + \frac{2}{11} \cdot (16 - 8)\right]^2} + 0,25 = 0,5297 \quad (5.25)$$

Somit lässt sich die logarithmierte Wahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit ohne Vorankündigung auf Basis des vereinfachten Verfahrens, unabhängig davon ob eine Rissbildung an der Plattenoberseite detektiert werden kann, wie folgt berechnen:

$$p_L = -22,46 \cdot 0,125 + 0,5297 = -2,28 \quad (5.26)$$

Die so ermittelte Wahrscheinlichkeit $p_L = -2,28$ ($\hat{=} 5,28 \cdot 10^{-3}$) überschreitet den in (BMVBS 2011-06) angegebenen Maximalwert $p_L \leq -4$ ($\hat{=} 1,0 \cdot 10^{-4}$). Mit dem vereinfachten Verfahren kann somit keine ausreichend kleine Wahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit ohne Vorankündigung bestimmt werden.

Des Weiteren wird die Wahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit ohne Vorankündigung auf Basis des stochastischen Verfahrens nach (Lingemann 2010) berechnet, welches die Grundlage für das oben angewendete vereinfachte Verfahren darstellt. Ein grundlegender Unterschied gegenüber dem vereinfachten Verfahren ist die explizite Berücksichtigung der örtlichen Korrelation der Spannstahlbrüche bei der Ermittlung der Eingangsdaten. Diese Korrelation ist beim vereinfachten Verfahren bereits in der linearen Ansatzfunktion für p_L enthalten. Die örtliche Korrelation wird für das stochastische Verfahren nach (Lingemann 2010) durch einen Korrelationsfaktor $f_{korr} = 0,2$ berücksichtigt. Dies bedeutet, dass Drahtbrüche in 20% der Spannstahlfläche als korreliert angenommen werden und jedes Spannglied somit in 5 effektive Teilspannglieder zerlegt wird. Die Rundungsvorschriften zur Berechnung von $n_{cr,i}$ und $n_{br,i}$ gelten analog für die effektiven Spannglieder $n_{cr,eff,i}$ und $n_{br,eff,i}$.

In Abbildung 5.15 ist die Anzahl der effektiven Spannglieder bei Rissbildung, für eine ausreichende Restsicherheit und die vorhandenen effektiven Spannglieder für das Beispielsbauwerk 1 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass im Vergleich zu Abbildung 5.14 mit auf ganze Spannglieder gerundeten Spanngliedanzahlen die Anzahlen bei Rissbildung relativ zu den vorhandenen Spanngliedern tendenziell höher liegen, während die Spanngliedanzahlen für ausreichende Restsicherheit bezogen auf die vorhandenen Spannglieder eher niedriger sind.

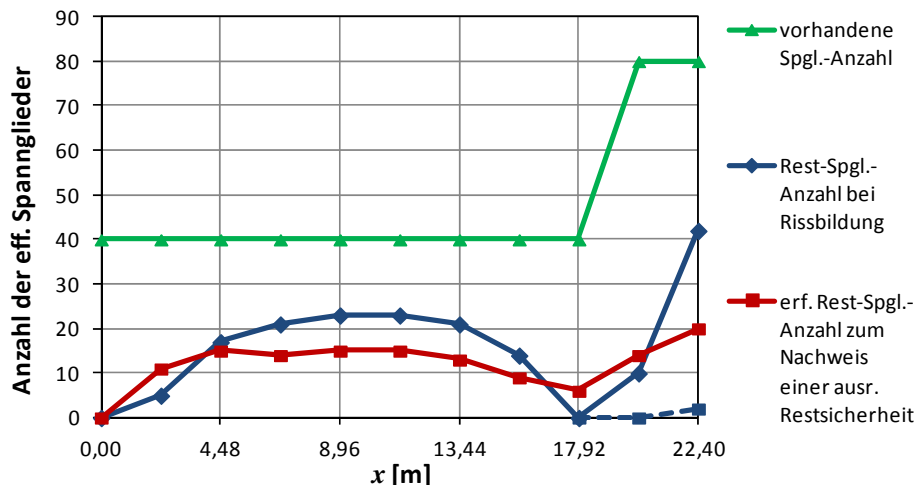


Abbildung 5.15: Darstellung der vorhandenen effektiven Spannglieder, der effektiven Restspannglieder bei Rissbildung und der erforderlichen effektiven Spannglieder zum Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit

Als Eingangsgrößen für das stochastische Verfahren werden aus den Spannstahlflächen in Tabelle 5.5 die Anzahlen der effektiven Spannglieder wie folgt berechnet (siehe Tabelle 5.6):

Tabelle 5.6: Effektive Restspanngliedzahl bei Rissbildung und erforderliche effektive Spanngliedanzahl zum Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit für stochastisches Verfahren

<i>i</i> Quer- schnitt	Lage	s_i Anzahl Spgl.	$A_{Z,r}$ (nach Gleich. (5.1))	$n_{cr,i,eff}$	$A_{Z,r,erf}$ nach Gleich. (5.2))	$n_{br,i,eff}$
[Nr.]	[m]	[Anz.]	[cm ²]	[Anz.]	[cm ²]	[Anz.]
1	0	40	0	0	0	0
2	2,24	40	18,43	5	32,50	11
3	4,48	40	55,30	17	46,89	15
4	6,72	40	70,14	21	41,95	14
5	8,96	40	76,65	23	46,31	15
6	11,20	40	76,49	23	45,89	15
7	13,44	40	69,63	21	40,86	13
8	15,68	40	46,33	14	28,16	9
9	17,92	40	0	0	16,69	6
10	20,16	80	32,68	10	41,97	14
10 ¹			0	0		
11	22,40	80	137,19	42	62,68	20
11 ¹			8,46	2		

¹⁾ Rissdetektion nur an Plattenunterseite möglich

Die Wahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit ohne Vorankündigung beträgt nach dem stochastischen Verfahren nach (Lingemann 2010) für das vorliegende Bauwerk $p_L = -4,96$ ($\hat{=} 1,11 \cdot 10^{-5}$) unter der Bedingung, dass Risse an der Plattenoberseite zu erkennen sind. Für die Annahme, dass Risse im Stützbereich nur an der Plattenunterseite zu erkennen sind, ist die Wahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit für das vorliegende Bauwerk $p_L = -4,75$ ($\hat{=} 1,80 \cdot 10^{-5}$) und liegt somit für beide Fälle niedriger als nach dem vereinfachten Verfahren.

Im Folgenden wird mit dem in Kapitel 5.2 entwickelten Simulationsverfahren die Wahrscheinlichkeit keiner Vorankündigung im Falle einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit in Abhängigkeit der Zeit ermittelt, und daraus der Zeitpunkt der nächsten Bauwerksprüfung, nach einer Prüfung ohne Befund, festgelegt. Hierzu müssen die Eingangsgrößen entsprechend Tabelle 5.6 aufbereitet werden. Die Wahrscheinlichkeiten der jeweiligen Bruchanzahlen bei Riss und bei Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit wurden mit der in Kapitel 5.2.5 entwickelten Softwarelösung durch Simulationsrechnung ermittelt und sind für den Fall einer möglichen Rissdetektion an Plattenoberseite in Abbildung 5.16 dargestellt. Durch die in Kapitel 5.2.3 angenommene konstante Ausfallrate der Spannstähle über die Zeit ergibt sich die Wahrscheinlichkeit keiner Vorankündigung im Falle einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit gemäß Abbildung 5.17, je nachdem ob eine Rissbildung im Stützbereich an der Plattenoberseite oder nur an der Plattenunterseite detektiert werden kann. Der Einfluss der Inspektionsqualität wird nicht berücksichtigt. Es wird in Anlehnung an (BMVBS 2011-06) von einer perfekten Inspektionsmethode ausgegangen.

Der in (BMVBS 2011-06) genannte maximale Grenzwert von $P_{\max} = 1 \cdot 10^{-4}$ wird für den praxisrelevanteren Fall einer Rissdetektion nur an Plattenunterseite, ca. 1,5 Jahre nach der Feststellung eines rissfreien Bauwerks überschritten. Da diese Zeitspanne kürzer als die in Kapitel 3.7 festgelegten Prüfzyklen bei der zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung sind, müssen an diesem Bauwerk Sonderprüfung mit einem 1,5-jährigen Prüfintervall durchgeführt werden.

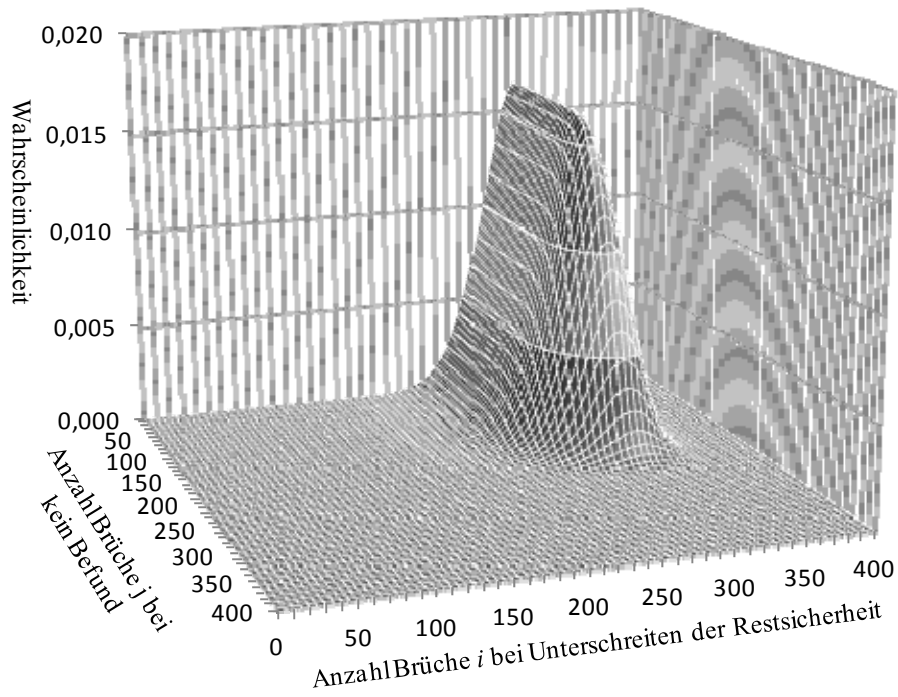


Abbildung 5.16: $\Pr(N_B = j \cap N_V = i)$ in Abhängigkeit der Bruchanzahlen bei Unterschreiten der erf. Restsicherheit und bei kein Befund

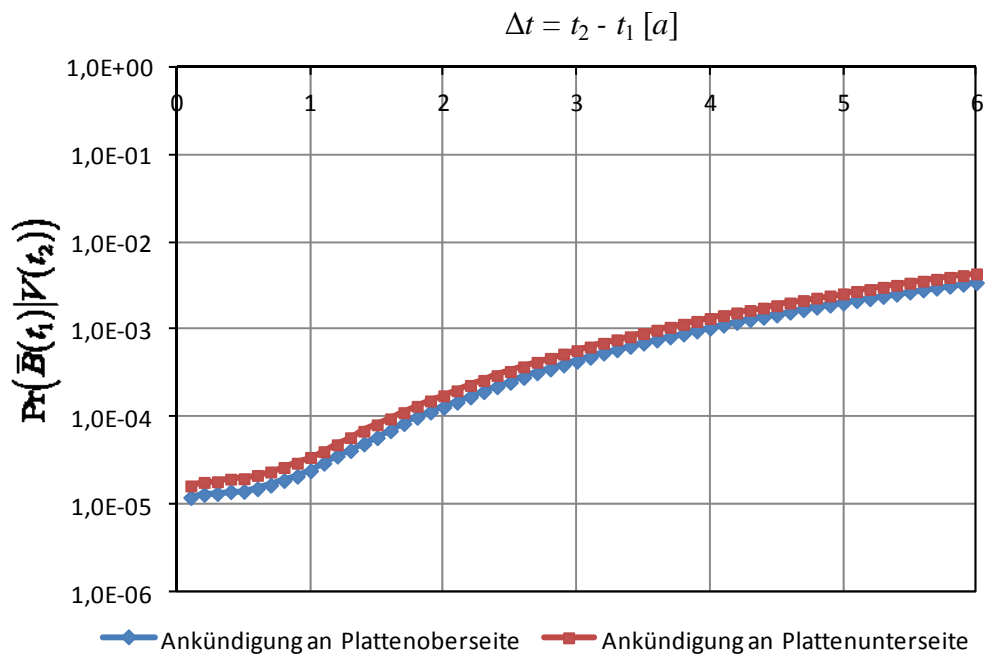


Abbildung 5.17: Wahrscheinlichkeit keiner Versagensankündigung im Falle einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit in Abhängigkeit der Zeit

5.4.3 Bauwerk 2

Das dem Beispiel zugrunde liegende Bauwerk ist eine fünffeldrige Spannbetonbrücke mit einer Gesamtlänge von 144,56 m. Die einzelnen Spannweiten betragen zwischen 27,28 und 30 m. Der Überbauquerschnitt ist als zweistufiger Plattenbalken mit konstanter Querschnittshöhe von 1,45 m und einem kreisförmigen Hohlkörpern mit Durchmesser \varnothing von 0,80 - 1,10 cm je Steg ausgeführt (siehe Abbildung 5.18). Im Bereich der Stütze ist der Querschnitt ohne Hohlkörper ausgeführt. In den Widerlager- und Stützachsen wurden Querträger angeordnet.

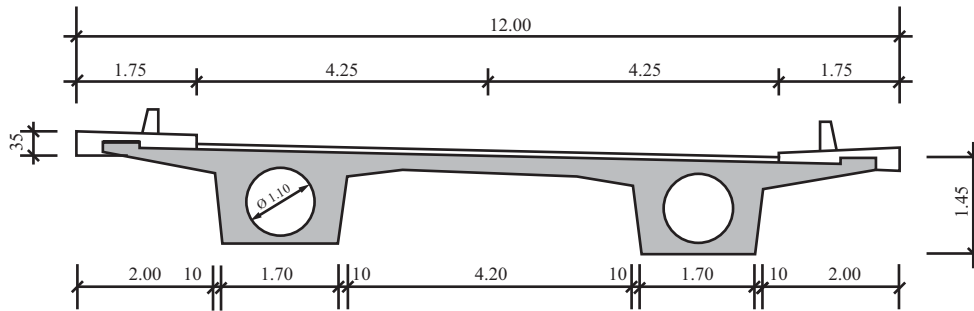


Abbildung 5.18: Regelquerschnitt im Feld, Bauwerk 2

Laut vorliegender ursprünglicher statischer Berechnung kam Beton B 450 nach DIN 4227-1953-10 und Betonstahl BSt III zum Einsatz.

Der Überbau ist in Längsrichtung mit 6 Spanngliedern je Steg in den Innenfeldern und 7 Spanngliedern je Steg in den Randfeldern vorgespannt. Die Spannglieder sind mit parabolischem Verlauf eingebaut. Es wurden Drahtbündel aus 40 Drähten St 145/160 Sigma oval verwendet. Die Brücke ist laut der ursprünglichen statischen Berechnung für die Verkehrslast der Brückenklasse 60 gemäß DIN 1072:1967-11 bemessen. Das Alter der Brücke kann mit 43 Jahren angenommen werden.

Die rechnerische Untersuchung erfolgte für ein Randfeld und ergab in den Bereichen der Momentennullpunkte keine ausreichende Restsicherheit bezogen auf die Verkehrseinwirkung gemäß (BMVBS 2011-06). Somit lässt sich eine Versagensankündigung auf Querschnittsebene für diese Bauwerk nicht nachweisen.

In Abbildung 5.19 sind die vorhandenen Spanngliedanzahlen, die Anzahlen bei Rissbildung und für eine ausreichende Restsicherheit in den 1/10-Punkten, ermittelt auf Basis von (BMVBS 2011-06), dargestellt. Da eine Rissbildung am oberen Querschnittsrand in den Stützquerschnitten mit den üblichen Methoden der Bauwerksprüfung nicht zu erkennen ist, sind die Spanngliedanzahlen bei Rissbildung im Schnitt 11 für eine Schädigungsankündigung an Plattenoberseite (durchgezogene Linie) und für eine Ankündigung an Plattenunterseite (gestrichelte Linie) dargestellt.

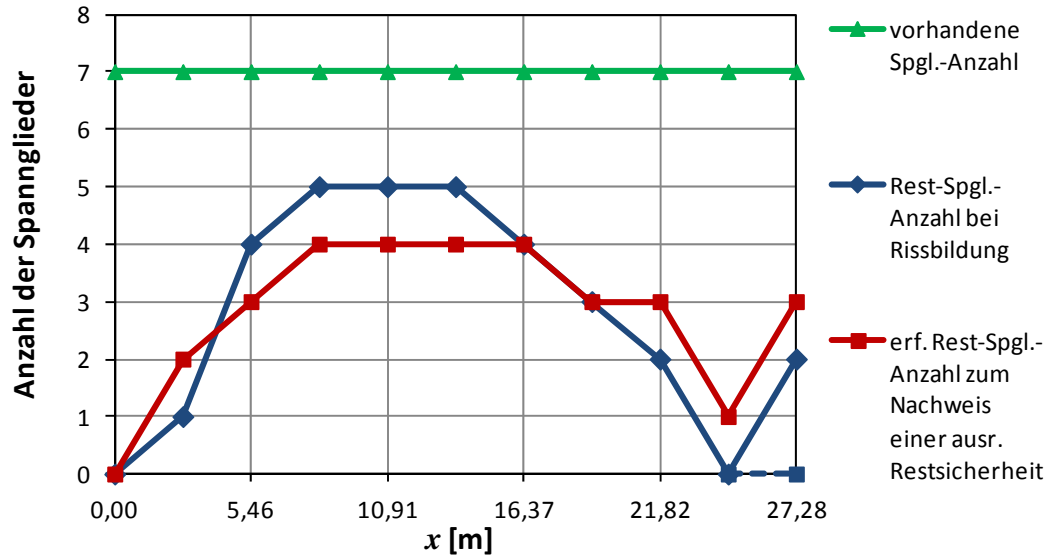


Abbildung 5.19: Darstellung der vorhandenen Spannglieder, der Restspannglieder bei Rissbildung und der erforderlichen Spannglieder zum Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit

Zur Nachweisführung nach dem vereinfachten Verfahren nach (BMVBS 2011-06) wird in Tabelle 5.7 die Anzahl der vorhandenen Spannglieder für elf Nachweisquerschnitte dargestellt. Des Weiteren werden die Spannstaahlflächen bei Rissbildung (siehe Gleichung (5.1)) und die zum Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit notwendigen Spannstaahlflächen (siehe Gleichung (5.2)) für jeden Nachweisquerschnitt aufgelistet. Aus der Spannstaahlfläche bei Rissbildung wird die zugehörige Spanngliedanzahl durch Abrunden ermittelt. Die erforderliche Spanngliedanzahl wird durch Aufrunden aus der Spannstaahlfläche zum Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit ermittelt. In der Zeile des Nachweisquerschnittes 11 ist die Spannstaahlfläche bei Rissbildung für eine Schädigungsankündigung an der Plattenoberseite und der Plattenunterseite dargestellt.

Tabelle 5.7: Bezogene Restspanngliedzahl bei Rissbildung und erforderliche bezogene Spanngliedanzahl zum Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit für vereinfachtes Verfahren

<i>i</i> Quer- schnitt	Lage	s_i Anzahl Spgl.	$A_{Z,r}$ (nach Gleich. (5.1))	$n_{cr,i}$	$A_{Z,r,erf}$ nach Gleich. (5.2))	$n_{br,i}$	$K_{cr,i}$	$K_{br,i}$
[Nr.]	[m]	[Anz.]	[cm ²]	[Anz.]	[cm ²]	[Anz.]	[-]	[-]
1	0	7	0	0	0	0	0,000	(0,000)
2	2,73	7	27,62	1	19,46	2	(0,143)	0,286
3	5,46	7	67,37	4	37,21	3	0,571	(0,429)
4	8,18	7	80,07	5	49,28	4	0,714	(0,571)
5	10,91	7	83,39	5	52,63	4	0,714	(0,571)
6	13,64	7	81,51	5	51,67	4	0,714	(0,571)
7	16,37	7	75,26	4	49,70	4	0,571	(0,571)
8	19,10	7	63,41	3	47,40	3	0,429	(0,429)
9	21,82	7	32,30	2	36,46	3	(0,286)	0,429
10	24,55	7	0	0	15,13	1	(0,000)	0,143
11 11 ¹	27,28	7	45,17 6,84	2 0	39,72	3	(0,286) (0,000)	0,429 0,429
1) Rissdetektion nur an Plattenunterseite möglich							$K_{cr,max} =$ 0,714	$K_{br,max} =$ 0,429

Der Eingangswert x für das vereinfachte Verfahren lässt sich, unabhängig davon ob eine Rissbildung an der Plattenoberseite detektiert werden kann, wie folgt ermitteln:

$$x = K_{cr,max} - K_{br,max} = 0,714 - 0,429 = 0,285$$

Die weiteren, für das vereinfachte Verfahren erforderlichen Eingangswerte ergeben sich zu:

Anzahl der Querschnitte: $q = 11$

Anzahl der Querschnitte mit max. Spanngliedanzahl: $q_s = 11$

Maximale Spanngliedanzahl im untersuchten Bereich: $s_{max} = 7$

Minimale Spanngliedanzahl im untersuchten Bereich: $s_{min} = 7$

Parameter a $a = \frac{47}{7^{0,10}} - 60 = -21,31$

Parameter b $b = \frac{25}{7^2} + 0,25 = 0,76$

Somit lässt sich die logarithmierte Wahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit ohne Vorankündigung auf Basis des vereinfachten Verfahrens, unabhängig davon ob eine Rissbildung an Plattenoberseite detektiert werden kann, wie folgt berechnen:

$$p_L = -21,31 \cdot 0,285 + 0,76 = -5,33$$

Die so ermittelte Wahrscheinlichkeit $p_L = -5,33$ ($\hat{=} 4,69 \cdot 10^{-6}$) unterschreitet den in (BMVBS 2011-06) angegebenen Maximalwert $p_L \leq -4$ ($\hat{=} 1,0 \cdot 10^{-4}$)

Zum Vergleich wird im Weiteren die Wahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit ohne Vorankündigung auf Basis des stochastischen Verfahrens nach (Lingemann 2010) berechnet, welches die Grundlage für das oben angewendete vereinfachte Verfahren darstellt. In Abbildung 5.20 ist die Anzahl der effektiven Spannglieder bei Rissbildung, für eine ausreichende Restsicherheit und die vorhandenen effektiven Spannglieder für das Beispielsbauwerk 2 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass im Vergleich zu Abbildung 5.19 mit auf ganze Spannglieder gerundeten Spanngliedanzahlen die Anzahlen bei Rissbildung relativ zu den vorhandenen Spanngliedern tendenziell höher liegen, während die Spanngliedanzahlen für ausreichende Restsicherheit bezogen auf die vorhandenen Spannglieder eher niedriger sind.

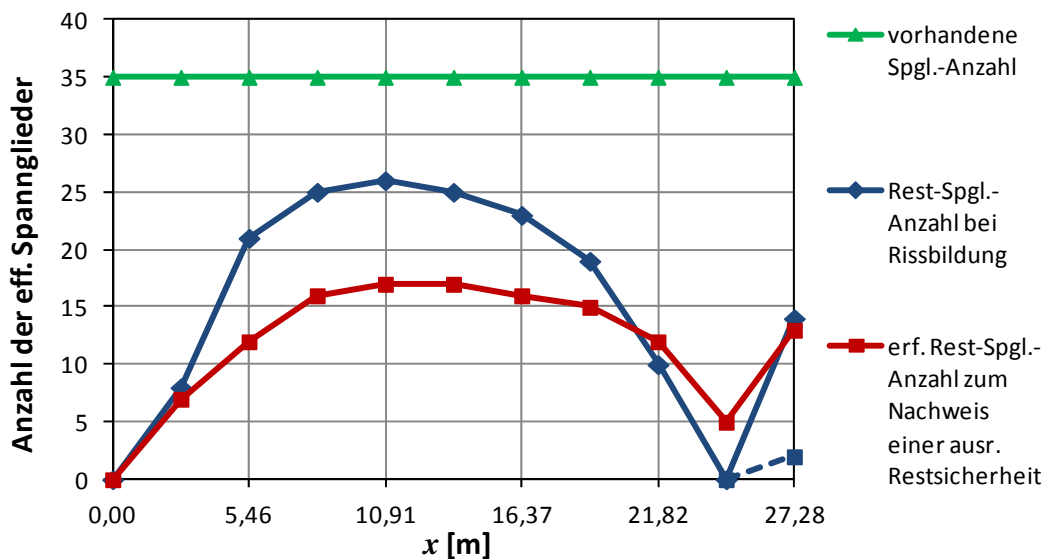


Abbildung 5.20: Darstellung der vorhandenen effektiven Spannglieder, der effektiven Restspannglieder bei Rissbildung und der erforderlichen effektiven Spannglieder zum Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit

Als Eingangsgrößen für das stochastische Verfahren werden aus den Spannstahlflächen in Tabelle 5.7 die Anzahlen der effektiven Spannglieder wie folgt (siehe Tabelle 5.8) berechnet:

Tabelle 5.8: Effektive Restspanngliedzahl bei Rissbildung und erforderliche effektive Spanngliedanzahl zum Nachweis einer ausreichenden Restsicherheit für stochastisches Verfahren

<i>i</i> Quer- schnitt	Lage	<i>s_i</i> Anzahl Spgl.	$A_{Z,r}$ (nach Gleich. (5.1))	$n_{cr,i,eff}$	$A_{Z,r,erf}$ nach Gleich. (5.2))	$n_{br,i,eff}$
[Nr.]	[m]	[Anz.]	[cm ²]	[Anz.]	[cm ²]	[Anz.]
1	0	35	0	0	0	0
2	2,73	35	27,62	8	19,46	7
3	5,46	35	67,37	21	37,21	12
4	8,18	35	80,07	25	49,28	16
5	10,91	35	83,39	26	52,63	17
6	13,64	35	81,51	25	51,67	17
7	16,37	35	75,26	23	49,70	16
8	19,10	35	63,41	19	47,40	15
9	21,82	35	32,30	10	36,46	12
10	24,55	35	0	0	15,13	5
11 11 ¹	27,28	35	45,17 6,84	14 0	39,72	13
1) Rissdetektion nur an Plattenunterseite möglich						

Die Wahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit ohne Vorankündigung beträgt nach dem stochastischen Verfahren nach (Lingemann 2010) für das vorliegende Bauwerk $p_L = -6,52$ ($\hat{=} 3,0 \cdot 10^{-7}$) unter der Bedingung, dass Risse an der Plattenoberseite zu erkennen sind. Für die Annahme, dass Risse im Stützbereich nur an der Plattenunterseite zu erkennen sind, ist die Wahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit für das vorliegende Bauwerk $p_L = -5,82$ ($\hat{=} 1,50 \cdot 10^{-6}$) und liegt somit für beide Fälle niedriger als nach dem vereinfachten Verfahren.

Im Folgenden wird mit dem in Kapitel 5.2 entwickelten Simulationsverfahren die Wahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit in Abhängigkeit der Zeit ermittelt, und daraus der Zeitpunkt der nächsten Bauwerksprüfung, nach einer Prüfung ohne Befund, festgelegt. Hierzu müssen die Eingangsgrößen entsprechend Tabelle 5.8 aufbereitet werden. Die Wahrscheinlichkeiten der jeweiligen Bruchanzahlen bei Riss und bei Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit wurden mit der in Kapitel 5.2.5 entwickelten Softwarelösung durch Simulationsrechnung ermittelt und sind für den Fall einer möglichen Rissdetektion an Plattenoberseite in Abbildung 5.21 dargestellt. Durch die in Kapitel 5.2.3 angenommene konstante Ausfallrate der Spannstähle über die Zeit ergibt sich die Wahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit ohne Vorankündigung gemäß Abbildung 5.22, je nachdem ob eine Rissbildung im Stützbereich an der Plattenoberseite oder nur an der Plattenunterseite detektiert werden kann. Der Einfluss der

Inspektionsqualität wird nicht berücksichtigt. Es wird in Anlehnung an (BMVBS 2011-06) von einer perfekten Inspektionsmethode ausgegangen.

Der in (BMVBS 2011-06) genannte maximale Grenzwert von $P_{\max} = 1 \cdot 10^{-4}$ wird, unabhängig ob Risse nur an Plattenunterseite oder auch an Plattenoberseite entdeckt werden können, im dargestellten Zeitraum nicht überschritten. Daraus lässt sich, ohne Berücksichtigung möglicher weiterer Schädigungen, das Prüfintervall gemäß dem in der Handlungsanweisung SRK definierten maximal zulässigen Prüfintervall von 3 Jahren festlegen.

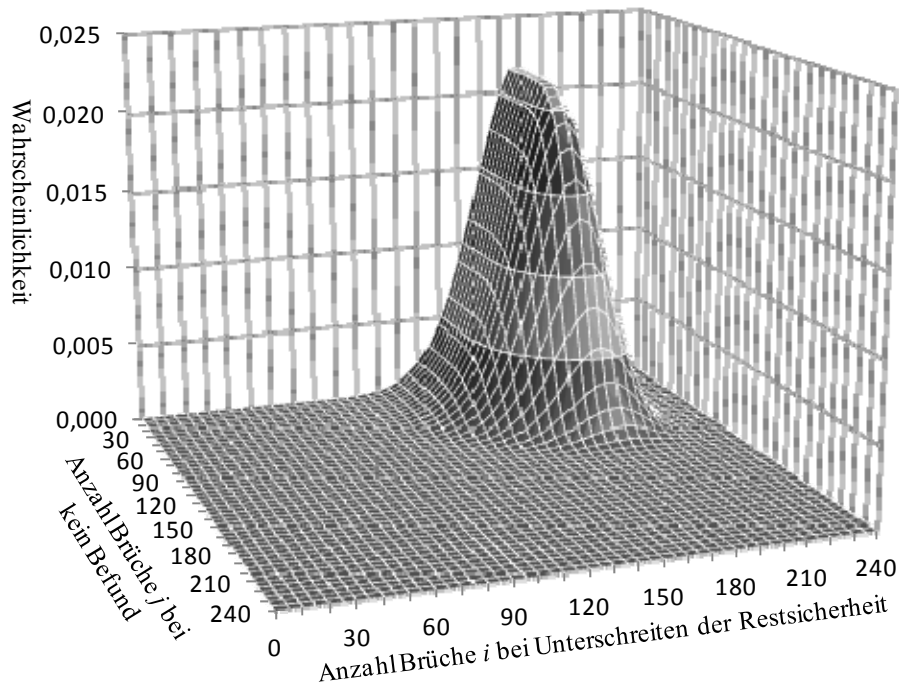


Abbildung 5.21: $\Pr(N_{\bar{B}} = j \cap N_V = i)$ in Abhängigkeit der Bruchanzahlen bei Unterschreiten der erf. Restsicherheit und bei kein Befund

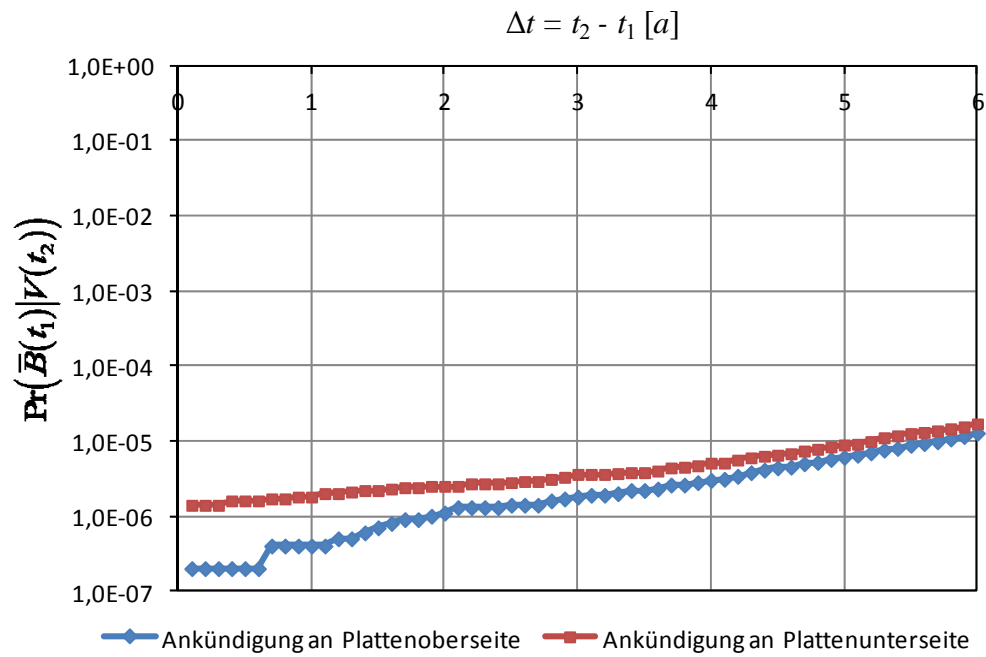


Abbildung 5.22: Wahrscheinlichkeit keiner Versagensankündigung im Falle einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit in Abhängigkeit der Zeit

6 Zusammenfassung und Ausblick

6.1 Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit der Festlegung von Prüfumfang und Prüfzyklen der Bauwerksprüfung an Brücken in Massivbauweise auf der Grundlage zuverlässigkeitsbasierter Modelle zur Darstellung des Bauwerkszustandes und zur Zustandsprognose. Aktuell werden die Bauwerke im Verantwortungsbereich des Bundes basierend auf (DIN 1076 (1999-11)) in festen Prüfzyklen und relativ starrem Prüfprogramm inspiziert. Der Zustand des Bauwerks und vor allem Prognosen zur zukünftigen Entwicklung des Bauwerkszustandes werden beim derzeitigen Vorgehen nur ungenügend in die Prüfungsplanung mit einbezogen. Aus den intensiven Prüfungen in starren Prüfzyklen und vorgegebenem Prüfumfang ergeben sich hohe Kosten, welche bezogen auf die gesamte Nutzungsdauer erhebliche finanzielle und personelle Mittel erfordern. Des Weiteren erfordern Weiterentwicklungen des Bauwerk-Management-Systems (BMS), hin zu einem zuverlässigkeitsbasierten Erhaltungsmanagement, welches die zukünftigen Entwicklungen der Einwirkungen, aber auch die zu erwartende Degradation der Bauwerke berücksichtigt, eine Prüfungsmethodik, die diesen Anforderungen genügt. So muss die Bauwerksprüfung zum einen die für die stochastischen Modelle des zuverlässigkeitsbasierten Erhaltungsmanagements erforderlichen Informationen über den Bauwerkszustand in der erforderlichen Qualität bereitstellen. Zum anderen bedeutet dies aber auch, dass je nach Relevanz einer Schädigung für die Zuverlässigkeit, das Bauwerk bei entsprechender Zustandsprognose in angepassten Prüfzyklen auf diese Schädigung hin untersucht werden muss.

Mit dem in der vorliegenden Arbeit entwickelten Modell zur zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung ist es möglich, den Prüfumfang jeder Bauwerksprüfung auf Basis wissenschaftlich basierter Risikobetrachtungen auf Schadensebene festzulegen. Die Bauwerksprüfung wird hierbei, 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. Die möglichen Schäden werden ihren Ursachen nach definiert und modelliert und anhand der Schadensauswirkungen auf ihr Vorhandensein kontrolliert.

Hierzu wird das betrachtete Bauwerk mithilfe mehrerer hierarchischer Untergliederungsebenen bis zu den maßgebenden Schädigungen aufgegliedert. Für diese Schädigungen werden auf Grundlage mechanischer oder physikalischer/chemischer Überlegungen Schädigungsmodelle definiert, und für alle Schädigungen verschiedene Schädigungsniveaus, bezogen auf die Auswirkungen auf die Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit, festgelegt. Durch eine Darstellung der Schädigungen mittels empirischer oder probabilistischer Modelle lässt sich die Wahrscheinlichkeit, dass eine Schädigung ein bestimmtes Schädigungsniveau erreicht, errechnen.

Wenn die Wahrscheinlichkeit, dass eine Schädigung ein bestimmtes Schädigungsniveau erreicht hat, eine zugehörige Grenzwahrscheinlichkeit erreicht, ist eine Bauwerksprüfung zur Bestätigung dieses Schädigungsniveaus durchzuführen. Es wird eine Systematik vorgeschlagen, die für jedes Schädigungsniveau die Ermittlung der Grenzwahrscheinlichkeit ermöglicht. 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 werden. Anschließend kann die Schädigungsprognose durch Einbezug der gewonnenen Erkenntnisse in die Schädigungsmodelle angepasst werden.

Um die maßgebenden Schädigungen mithilfe der in der vorliegenden Arbeit entwickelten Methoden einer zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung auch angemessen berücksichtigen zu können, werden diese für Brücken in Massivbauweise definiert. Hierzu wird der Schadensbeispielkatalog aus (RI-EBW-PRÜF, 2007-11), der beim aktuellen Vorgehen der Bauwerksprüfung zur systematischen Definition der Schäden zu berücksichtigen ist und somit die gesammelten Erfahrungen der letzten Jahrzehnte beinhaltet, analysiert. Sämtlichen Schädigungsauswirkungen werden eine oder mehrere mögliche Ursachen zugeordnet, woraus sich die maßgebenden Schäden ihrer Ursache nach definieren lassen. Für diese maßgebenden Schäden werden auf Basis einer umfangreichen Literaturrecherche zeitabhängige Schädigungsmodelle genannt, bzw. einfache Ingenieurmodelle entwickelt. Die definierten Schäden werden, bezüglich der Auswirkungen auf Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit allgemein beschrieben, sowie bezüglich möglicher Interaktionen mit anderen Schäden und üblicher Untersuchungs- bzw. Instandsetzungsmethoden systematisch aufbereitet.

Eine Schädigung, für die keine zeitvarianten Schädigungsmodelle in der Literatur zu finden sind, ist die Möglichkeit unbemerkter Spannstahlbrüche in Bauwerken welche mit spannungsrissskorrosionsgefährdeten Spannstählen hergestellt wurden. Spröde Spannstahlbrüche während oder kurz nach dem Vorspannen, aber vor allem in den 90er Jahren aufgetretene verzögerte Spannstahlbrüche infolge Spannungsrissskorrosion (SRK) an ca. 30 Jahre alten vorgespannten Bauteilen, haben die Thematik wieder verstärkt in den Fokus wissenschaftlicher Bemühungen gerückt. Da Spannstahlschäden infolge SRK von außen nicht direkt feststellbar sind und auch eine Probenentnahme wegen den stark schwankenden Empfindlichkeiten einzelner Chargen nicht zielführend ist, wurden in der Vergangenheit Verfahren entwickelt, um nachzuweisen, ob einem Bauwerksversagen stets eine Versagensvorankündigung in Form von Rissen im Beton vorausgeht. Da bei vielen Bauwerken dieser Nachweis nicht in allen Bereichen möglich war, wurde darauf aufbauend eine Methode entwickelt, welche es erlaubt, die Wahrscheinlichkeit eines Versagens ohne Vorankündigung auf Systemebene zu ermitteln. Für Bauwerke, für die eine ausreichend kleine Wahrscheinlichkeit eines Versagens ohne Vorankündigung ermittelt werden kann, muss nun sichergestellt werden, dass eine eventuelle Versagensvorankündigung auch rechtzeitig erkannt wird. In der aktuellen Praxis wird, basierend auf den Erfahrungen des Nachrechnenden, dadurch aber auch immer subjektiv, ein Prüfintervall für diese Bauwerke festgelegt.

Aufbauend auf der aktuellen rechnerischen Nachweisführung für Bauwerke welche mit spannungsrissskorrosionsgefährdeten Spannstählen hergestellt wurden, wird im Rahmen dieser Arbeit eine Methodik entwickelt, mit der sich Prüfintervalle für die betroffenen Bauwerke berechnen lassen. Einführend werden die Mechanismen und Randbedingungen der Spannungsrissskorrosion erläutert und das aktuelle Vorgehen zum rechnerischen Nachweis der

betroffenen Bauwerke vorgestellt. Basierend auf der Annahme eines gleichverteilten sukzessiven Spannstahlausfalls, einer örtlichen Schädigungskonzentration im Hüllrohr und einer pragmatischen Abschätzung der globalen Ausfallraten der Spannglieder kann nun die Wahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der erforderlichen Restsicherheit ohne vorherige Versagensankündigung in Abhängigkeit der Zeit ermittelt und darauf aufbauend die Zeitspanne bis zur Überschreitung eines Grenzwertes berechnet werden. Anhand zweier Beispielbauwerke wird die entwickelte Methodik vorgestellt und die Eingliederung in die Methoden der zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung erläutert.

6.2 Ausblick

Durch das vorgeschlagene Modell der zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung ist es nun möglich, beim Umfang der Bauwerksprüfung den tatsächlichen und den prognostizierten Bauwerkszustand zu berücksichtigen. Es ist möglich, sowohl systematische Mängel, als auch Mängel, die nur das betrachtete Bauwerk betreffen und Unterschieden in Ausführungsqualität und Expositionen zugrunde 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 herausgearbeitet werden und anhand des prognostizierten Schädigungsverlaufs mit angepasster Häufigkeit geprüft werden. Aufbauend auf den Methoden der zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung ist es zudem erstmals möglich, Prüfintervalle für Bauwerke, welche mit spannungsrissskorrosionsgefährdeten Spannstählen erstellt wurden, wissenschaftlich basiert herzuweisen.

Allerdings besteht noch weiterer Forschungsbedarf, um den Umfang der Bauwerksprüfung mittels zuverlässigkeitsbasierter Methoden in der Praxis festzulegen. So sind einige Schädigungen und deren Modellierung zwar bereits intensiv erforscht worden, allerdings ist deren 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 Untersuchungen, um in der Praxis angewandt zu werden. Die Interaktionen zwischen den Schäden müssen beschrieben und quantifiziert werden, wobei ein Vorgehen basierend auf Expertenbefragung am zweckmäßigsten erscheint, da hierzu kaum wissenschaftliche Modelle bestehen. Auch die Ermittlung der Grenzwahrscheinlichkeiten konnte im Rahmen dieser Arbeit nur theoretisch erläutert werden und sollte im Zuge weiterer Forschungsanstrengungen für verschiedene Schädigungen und Schädigungsniveaus definiert werden. So ist für eine Festlegung von numerischen Werten noch eine Vielzahl an Berechnungen konkreter Bauwerke, nach dem in diesem Bericht vorgeschlagenen prinzipiellen Verfahren, notwendig. 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 wie die Ermittlung des Prüfintervalls Δt , in dem diese Prüfungen zusammengefasst werden.

Weitere Überlegungen sind zu Schäden bzw. Mängeln anzustellen, die bis dato nicht bekannt sind (systematisch, aufgrund unzureichender Bemessungsvorschriften, oder auf das

jeweilige Bauwerk bezogen). So können Schäden, deren Ursache bzw. deren Vorhandensein nicht bekannt ist nicht modelliert und folglich nicht geprüft werden. Es ist zu klären, ob sich vor allem in 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, der der Klärung bedarf, ist die Berücksichtigung unplanmäßiger Verkehrsbelastungen. Der allgemeine Anstieg der ständigen Verkehrseinwirkungen kann durch die dargestellten Modelle zur Ermüdung berücksichtigt werden. Der Einfluss einzelner extremer Verkehrslasten (Schwertransporte) kann hingegen mit dem vorgestellten System nicht berücksichtigt werden.

Die im Rahmen dieser Arbeit entwickelte Methode zur Berechnung der Prüfintervalle bei Spannstahlausfällen infolge von Spannungsrisskorrosion wird stark von den gewählten globalen Ausfallraten der Spanngliedausfälle am Gesamtsystem beeinflusst. Da hierzu keine abgesicherten Kenntnisse vorliegen, wurde eine konstante Ausfallrate, welche zu linearer Zunahme der Spanngliedbrüche am Gesamtsystem führt, gewählt und darauf aufbauend das weitere Verfahren entwickelt. Dies wird als legitime Abschätzung bei Bauwerken mit gutem Erhaltungszustand betrachtet. Für Bauwerke mit schlechtem Erhaltungszustand lassen sich ohne weiteres auch progressive Ausfallraten mit vorliegender Methode berücksichtigen. Hierzu sollten weitere Forschungsanstrengungen seitens der Materialkunde unternommen werden, um wissenschaftlich fundierte Ausfallraten ansetzen zu können.

Ein Punkt der im Rahmen weiterer Arbeiten näher untersucht werden sollte, ist die Berücksichtigung der Inspektionsqualität. In vorliegender Arbeit wurde lediglich die Methodik erarbeitet diese zu berücksichtigen. Von einer quantitativen Abschätzung wurde zum derzeitigen Kenntnisstand Abstand genommen und in Übereinstimmung mit (BMVBS 2011-06) eine perfekte Inspektion angenommen.

7 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. *Journal of structural Engineering*, Jg. 130, Heft 12, S. 1889–1903.
- Akgül, F.; Frangopol, D. M. (2005a): Lifetime Performance Analysis of Existing Reinforced Concrete Bridges. I: Theory. *Journal of structural Engineering*, Jg. 131, Heft 11, S. 122–128.
- Akgül, F.; Frangopol, D. M. (2005b): Lifetime Performance Analysis of Existing Reinforced Concrete Bridges. II: Application. *Journal of structural Engineering*, Jg. 131, Heft 11, S. 129–141.
- Almusallam, A.; Al-Gahtani, A.; Aziz, A.; Rasheeduzzafar (1996): Effect of reinforcement corrosion on bond strength. *Construction and Building Materials*, Jg. 10, Heft 2, S. 123–129.
- ASB-ING (2008-03): Anweisung Straßeninformationsbank Teilsystem Bauwerksdaten. Herausgegeben vom Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Stadtentwicklung.
- ASTRA- Bundesamt für Strassen (Hg.) (2005): Richtlinie - Überwachung und Unterhaltung der Kunstbauten der Nationalstrassen. Bern.
- 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.
- Basler, E. (1960): Untersuchungen über den Sicherheitsbegriff von Bauwerken. Dissertation. Zürich. ETH Zürich.
- BASt - Bundesanstalt für Straßenwesen (Hg.) (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 (Hg.) (2009): Bauwerk-Management-System (BMS). Online verfügbar unter www.bast.de, zuletzt geprüft am 06.10.2009.
- Bauer, T.; Müller, M.; Patz, R.; Schwarz, J.; Tue, N. V.; Wilhelm, t. (2011): Zur Schadensverteilung des durch Spannungsrissskorrosion geschädigten vergüteten Spannstahls bei Brückenbauwerken. *Bautechnik*, Jg. 88, Heft 3, S. 151–159.
- Bauer, T.; Müller, M.; Patz, R.; Wilhelm, t.; Schwarz, J.; Tue, N. V. (2010): Stochastische Abschätzung der Versagenswahrscheinlichkeit von Spannbetontragwerken infolge Spannungsrissskorrosion unter Berücksichtigung verschiedener Schädigungsverteilungen. *Bautechnik*, Jg. 87, H. Heft 7, S. 389–396.
- Bergmeister, K. (2003): Monitoring and safety evaluation of existing concrete structures. State-of-art report. Lausanne: fib (fib-Bulletin, 22).
- Bergmeister, K.; Santa, U. (2004): Brückeninspektion und Überwachung. In: Bergmeister, K.; Wörner, J. F. (Hg.): *Beton-Kalender 2004*. Teil 1. Berlin: Ernst & Sohn, S. 407–481.

- Bertolini, L.; Elsener, B.; Pedeferri, P.; Polder, R. (2005): Corrosion of steel in concrete. Prevention, diagnosis, repair. 1. reprint. Weinheim: Wiley-VCH.
- Bertram, D.; Hartz, U.; Isecke, B.; Jungwirth, D.; Litzner, H. -U; Manleitner, S. et al. (2002): Gefährdung älterer Spannbetonbauwerke durch Spannungsrissskorrosion an vergütetem Spannstahl im nachträglichen Verbund. Herausgegeben von Deutsches Institut für Bautechnik. Deutsches Institut für Bautechnik. Berlin. (DiBt Mitteilungen, 2/2002).
- BMV (1993): Empfehlungen zur Überprüfung und Beurteilung von Brückenbauwerken, die mit vergütetem Spannstahl St 145/160 Neptun N40 bis 1965 erstellt wurden. Herausgegeben vom Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Strassenbau.
- BMV (1997): Bauwerksprüfung nach DIN 1076. Bedeutung, Organisation, Kosten. Dokumentation 1997. Verkehrsblatt Verlag. Dortmund. Herausgegeben vom Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Strassenbau.
- BMVBS (2011-06): Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden.
- Bödeker, W. (2003): Alkalireaktion 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. Beton- und Stahlbetonbau, Jg. 99, Heft 3, S. 169–175.
- Braml, T. (2010): Zur Beurteilung der Zuverlässigkeit von Massivbrücken auf der Grundlage der Ergebnisse von Überprüfungen am Bauwerk. Dissertation. München. Universität der Bundeswehr, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau.
- Braml, T.; Fischer, A.; Keuser, M.; Schnell, J. (2009): Beurteilung der Zuverlässigkeit von Bestandstragwerken hinsichtlich einer Querkraftbeanspruchung. Beton- und Stahlbetonbau, Jg. 104, Heft 12, S. 798–812.
- Braml, T.; Keuser, M. (2009): Beurteilung der Tragfähigkeit von geschädigten Stahlbetonbrücken auf der Grundlage der Ergebnisse einer Bauwerksprüfung. Beton- und Stahlbetonbau, Jg. 104, Heft 5, S. 256–266.
- Breit, W. (2001): Kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt - Sachstand und neuere Untersuchungen. In: Thielen, G. (Hg.): Betontechnische 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 (Hg.): 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.
- Buschmeyer, W.; Roder, C.; Gusia, P. (2009): Erfahrung bei der Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonbrücken. Bautechnik, Jg. 86, Heft 3, S. 133–141.
- Chopra, A. K. (2001): Dynamics of structures. Theory and applications to earthquake engineering. 2. ed. New Jersey: Prentice Hall.

-
- Colditz, B. (2011): Risiko bei Ingenieurbauwerken? In: Stritzke, J. (Hg.): Tagungsband 21. Dresdner Brückenbausymposium. Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Erhaltung von Brücken. 7./8. März 2011. Dresden, S. 75–83.
- Cornell, C.A (1969): A probability-based structural code. ACI Journal, Jg. 12, S. 974–985.
- Curbach, M.; Anker, S.; Bösche, T.; Hampel, T. (05.03.2009): Gefährdung älterer Spannbetonbrücken durch Spannungsrissskorrosion - Untersuchungen zum Gefährdungspotential. Veranstaltung vom 05.03.2009, aus der Reihe "VSVI Seminartag Brückenbau".
- DAfStb (2003): Empfehlung für die Schadensdiagnose und die Instandsetzung. Betonbauwerke, die infolge einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion geschädigt sind. In: Beton, Heft 9, S. 438–443.
- DAfStb (Hg.) (1991): Prüfung von Beton - Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048. (Heft 422).
- DAfStb (Hg.) (2001): DAfStb-Richtlinie - Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen (Instandsetzungsrichtlinie). Berlin.
- DAfStb (Hg.) (2007-02): DAfStb-Richtlinie - Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktionen im Beton (Alkali-Richtlinie). Berlin.
- DAfStb (Hg.) (2011): Verbundforschungsvorhaben "Nachhaltig Bauen mit Beton". Lebenszyklusmanagementsystem zur Nachhaltigkeitsbeurteilung - Teilprojekt D. Berlin. (DAfStb-Heft, 586).
- DBV (2002): Betondeckung und Bewehrung. Merkblatt des Deutschen Beton- und Bautechnikvereins E.V.
- DGZfP (1990): Merkblatt für Bewehrungsnachweis und Überdeckungsmessung bei Stahl- und Spannbeton. Berlin. (DGZfP-Merkblatt, B2). Herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung e.V.
- DIBt (1986): Grundlagen zur Beurteilung von Baustoffen, Bauteilen und Bauarten im Prüfzeichen- und Zulassungsverfahren. Herausgegeben von Deutsches Institut für Bautechnik. Berlin.
- Dier, F. (2008): Verschleiß der PE-HD Hüllen bei der Umlenkung von Monolitzen. Masterarbeit. München. Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau.
- DIN 1045-1, 2001-07: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion.
- 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 1055-100, 2001-03: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln.
- DIN 1072, 1952-06: Straßen- und Wegbrücken – Lastannahmen.
- DIN 1072, 1967-11: Straßen- und Wegbrücken – Lastannahmen.
- DIN 1076, 1999-11: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen - Überwachung und Prüfung.
- DIN 4227, 1953-10: Spannbeton - Richtlinien für Bemessung und Ausführung.
-

- DIN 4227, 1966-02: Zusätzliche Bestimmungen zu DIN 4227 für Brücken aus Spannbeton. Herausgegeben vom Bundesministerium für Verkehr und von der Hauptverwaltung der Deutschen Bundesbahn.
- DIN 4227, 1973-06: Richtlinie für Bemessung und Ausführung von Spannbetonbauteilen. Herausgegeben vom Bayerischen Staatsministerium des Inneren.
- DIN 4227 - Teil 1, 1979-12: Spannbeton - Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung.
- DIN 4227 -1, 1995-12: Spannbeton – Teil 1: Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter und voller Vorspannung. Änderung A1.
- DIN 25424, 1981-09: Fehlerbaumanalyse - Methoden und Bildzeichen.
- DIN EN 1990, 2010-12: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010.
- DIN EN 1991-2, 2004-05: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken.
- DIN-FB 101, 2009-03: DIN-Fachbericht 101 - Einwirkungen auf Brücken.
- DIN-FB 102, 2009-03: DIN-Fachbericht 102 - Betonbrücken.
- Dorner, H.; Kleiner, G. (1989): Schnellbestimmung des Chloridgehaltes von Beton. Herausgegeben von Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Berlin. (Heft 401).
- DuraCrete (1998): DuraCrete - Modelling of Degradation. DuraCrete - Probabilistik Performance based Durability Design on Concrete Structures. Contract BRPR-DT95-0132, Project BE95-1347, Document BE95-1347/R4-5. Herausgegeben von The European Union - Brite EuRam III.
- DuraCrete (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. Herausgegeben von The European Union - Brite EuRam III.
- Empelmann, M.; Heumann, G. (2009): Qualitätsmerkmale lebensdauerorientierter Brückenbauwerke. Bauingenieur, Heft 84, S. 438–446.
- EN 206-1, 2001-07: Beton - Teil1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität.
- ENV 1992-2 (1996-09): Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 2: Betonbrücken.
- Faber, M. H. (2009): Risk and Safety in Engineering. Lecture Notes ETH-Zürich. Veranstaltung vom 2009.
- Fehlmann, P.; Vogel, T. (2009): Versuche zur Ermüdungsfestigkeit alter Betonstähle. Bau-technik, Jg. 104, Heft 7, S. 416–423.
- FIB (2000): Bond of reinforcement in concrete. State-of-art report prepared by Task Group "Bond Models". (fib bulletin, 10). Herausgegeben von International Federation for Structural Concrete.
- FIB (2010): Model Code 2010. Volume 2. (fib bulletin, 56). Herausgegeben von International Federation for Structural Concrete.
- Fischer, J.; Straub, D. (2011): Reliability Assessment of Corroding Reinforced Concrete Slabs with Inspection Data. In: Budelmann, H.; Holst, A.; Proske, D. (Hg.): Proceedings of the 9th International Probabilistic Workshop .

-
- Fischer, L. (2003): Charakteristische Werte - ihre Bedeutung und Berechnung. Diskussion einiger aktueller Sachverhalte zur neuen Normengeneration. In: Bauingenieur, Jg. 78, Heft 4, S. 179–186.
- Fitik, B. (2012): Ermüdungsverhalten von ultrahochfestem Beton (UHPC) bei zyklischen Beanspruchungen im Druck-Zug-Wechselbereich. Dissertation. München. Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau.
- Frey, R. (1988): Spannungsrissskorrosion. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hg.): Korrosion von Stahl in Beton. Berlin: Beuth (Heft 393), S. 91–95.
- FStrG (2007): Bundesfernstraßengesetz, In: BGBl. I, S. 1206.
- Gehlen, C. (2000): Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken. Zuverlässigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion. Herausgegeben vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton. Berlin. (Heft 510).
- Gehlen, C.; Kessler, S.; Menzel, K. (2010): Potentialfelder - Analyse und Auswertung. In: Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung e.V. (Hg.): 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. Materials and Corrosion, Jg. 54, Heft 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.
- Grimme, D.; Isecke, B.; Nürnberger, U.; Riecke, E-M; Uhlig, G. (1983): Spannungsrissskorrosion in Spannbetonbauwerken. Neue Forschungsergebnisse. Düsseldorf: Verlag Stahleisen.
- Grünberg, J. (2004): Grundlagen der Tragwerksplanung - Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln für den konstruktiven Ingenieurbau. Erläuterungen zu DIN 1055-100. 1. Aufl. Berlin: Beuth Verlag.
- Grünberg, J.; Hansen, M.; Liebig, J. P. (2009): Auswirkung des Schwerverkehrs auf die Nutzungsdauer der Brückenbauwerke der Bundesfernstraßen. Teil 3. In: Auswirkungen des Schwerlastverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen. Teile 1 - 4. Bundesanstalt für Straßenwesen. Bremerhaven (Berichte der Bundesanstalt für Strassenwesen - Brücken- und Ingenieurbau (B),), S. 133–298.
- GruSiBau (1981): Grundlage zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen. Herausgegeben vom Normenausschuss Bauwesen (NABau). Berlin.
- Güngerich, A.; Emch, D.; Walpen, A.; Graf, C. (2009): Rechtliche Aspekte eines risiko- und effizienzbasierten Sicherheitskonzepts. Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und des Kunstbauten. Herausgegeben von Verkehr Energie und Kommunikation-Bundesamt für Strassen Eidgenössisches Department für Umwelt. (Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und des Kunstbauten).
- Haardt, P. (1999a): Algorithmen zur Zustandsbewertung von Ingenieurbauwerken. Bremerhaven: Wirtschaftsverl. NW (Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau, Heft 22).
- Haardt, P. (1999b): Konzeption eines Managementsystems zur Erhaltung von Brücken- und Ingenieurbauwerken. Bremerhaven: Wirtschaftsverl. NW (Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau, Heft 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 (Hg.).
- Haardt, P. (2010): Vom schadensbasierten zum zuverlässigkeitsorientierten Erhaltungsmanagement für Brückenbauwerke der Bundesfernstraßen. In: Peil, U. (Hg.): 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, Heft 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.
- Hasofer, A.M; Lind, N.C (1974): An exact and invariant first-order reliability format. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Jg. 100, S. 111–121.
- Hegger, J.; Görtz, S. (2006): Querkraftmodell für Bauteile aus Normalbeton und Hochleistungsbeton. Beton- und Stahlbetonbau, Jg. 101, Heft 9, S. 695–705.
- Hegger, J.; Karakas, A.; Pelke, E.; Schölch, U. (2009): Zur Querkraftgefährdung bestehender Spannbetonbrücken. Teil 1: Grundlagen. In: Beton- und Stahlbetonbau, Jg. 104, Heft 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 Stahlbetonbau, Jg. 105, Heft 6, S. 390–398.
- 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. (Hg.): 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 (Hg.).
- 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.
- Howkins, 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.; Mühlán, M.; Ungricht, H. (2006): Risiko von Betonabplatzungen infolge Bewehrungskorrosion. Herausgegeben von Verkehr Energie und Kommunikation-Bundesamt für Strassen Eidgenössisches Department für Umwelt. Online verfügbar unter <http://www.tfb.ch/htdocs/Files/VSS/VSS%20603.pdf>, zuletzt geprüft am 19.01.2010.

-
- Isaacson, D. L.; Madsen, R. W. (1976): Markov chains. Theory and applications. New York: Wiley.
- Isecke, B. (1983): Neuartige Korrosionsprobleme an Bündelspanngliedern mit nachträglichem Verbund. Bautechnik, Jg. 60, Heft 1, S. 1–7.
- Isecke, B.; Menzel, K.; Mietz, J.; Nürnberger, U. (1995): Gefährdung älterer Spannbetonbauwerke durch Spannungsrissskorrosion. Beton- und Stahlbetonbau, Jg. 90, Heft 5, S. 120–123.
- Isecke, B. (2012): Technologien, Materialuntersuchungen. Vortrag am Informationsaustausch zur Nachrechnung von Brücken mit spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl, am 22. August 2012. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung. Bonn
- Iványi, G.; Buschmeyer, W. (2002): Risse in Spannbetonüberbauten. Erfassung, Bewertung. In: Bautechnik, Jg. 79, Heft 5, S. 297–305.
- JCSS - Joint Committee on Structural Safety (2001): Probabilistic Model Code. 12th draft. Online verfügbar unter <http://jcss.ethz.ch>, zuletzt geprüft am 15.01.2010.
- Jeanneret, A.; Hajdin, R. (2008): Kunstbauten und Tunnel. MistraNews, Heft 6, S. 17–18.
- Jensen, F.V; Nielsen, T. D. (2007): Bayesian Networks and Decision Graphs. Berlin, Heidelberg, New York: Springer.
- Kaschner, R. (2009a): Auswirkung des zunehmenden Schwerverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen. Teil 1. In: Auswirkungen des Schwerlastverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen. Teile 1 - 4. Bundesanstalt für Straßenwesen. Bremerhaven (Berichte der Bundesanstalt für Strassenwesen - Brücken- und Ingenieurbau (B),), S. 17–62.
- Kaschner, R. (2009b): 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 computergestützten, probabilistischen Bauwerksbewertung unter Einbeziehung von Bauwerksmonitoring. Dissertation. Braunschweig. Technische Universität Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz.
- Köhler, M. (2012): Zählverfahren und Lastannahmen in der Betriebsfestigkeit. Berlin, Heidelberg: Springer.
- Kong, J. S.; Frangopol, D. M. (2003): Life-Cycle Reliability-Based Maintenance Cost Optimization of Deteriorating Structures with Emphasis on Bridges. Journal of structural Engineering, Jg. 129, Heft 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.; Hosser, D.; Schobbe, W. (1982): Sicherheitsanforderungen für die Bemessung von baulichen Anlagen nach den Empfehlungen des NABau - eine Erläuterung. Bauingenieur, Jg. 57, S. 69–78.
- König, G.; Maurer, R.; Zichner, T. (1986): Spannbeton - Bewährung im Brückenbau. Analyse von Bauwerksdaten, Schäden und Erhaltungskosten. Berlin: Springer (BMFT - Risiko- und Sicherheitsforschung).
- König, G.; Tue, N. V.; Bauer, T.; Pommerening, D. (1994): Untersuchung des Ankündigungsverhaltens der Spannbetontragwerke. Teil 1 und 2. In: Beton- und Stahlbetonbau, Jg. 89, Heft 2 und 3, S. 45–49; 76–79.
- Lentz, A. (2001): Potentialmessungen zur Unterhaltsplanung bei Stahlbetontragwerken. Diplomarbeit. Zürich. ETH, Institut für Baustatik und Konstruktion, Fachbereich Risiko und Sicherheit.
- Liberty, J.; Horvath, D. (2005): Jetzt lerne ich C++. Das komplette Starterkit für den einfachen Einstieg in die Programmierung. München: Markt+Technik.
- Lingemann, J. (2010): Zum Ankündigungsverhalten von älteren Brückenbauwerken bei Spannstahlausfällen infolge von Spannungsrissskorrosion. Dissertation. München. Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau.
- Lowke, D.; Brandes, C. (2008): Prognose der Schädigungsentwicklung von Beton bei einem Frost-Tausalz-Angriff. In: cbm - Centrum Baustoffe und Materialprüfung der TU München (Hg.): 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.; Krenk, S.; Lind, N.C (1986): Methods of structural safety. New Jersey: Prentice Hall.
- Malioka, V. (2008): Condition Indicators for the Assessment of Local and Spatial Deterioration of Concrete Structures. Dissertation. Zürich. ETH, Institute of Structural Engineering.
- Marc++us (2007): Zufälle gibt's?! - Funktionen rund um rand, Random und den Zufall. Online verfügbar unter <http://www.c-plusplus.de/forum/172876-full>, zuletzt geprüft am 02.10.2012.
- Markeset, 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/upload/Byggforsk/Publikasjoner/coin-no7.pdf>, zuletzt geprüft am 11.02.2010.
- Marti, P. (1997): Zustandsbeurteilung und Massnahmenempfehlung in Erhaltung von Betontragwerken, Einführung in die Empfehlung SIA 162/5. SIA-Dokumentation D0144. Schweizerischer Ingenieure- und Architektenverein. Zürich.
- Maurer, R.; Arnold, A. (2005): Spannbetonbrücke aus Hochleistungsbeton - Erfahrung aus Planung, Bau und Monitoring. In: Niedermeier, R. (Hg.): Massivbau in ganzer Breite. Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof.Dr.-Ing. Konrad Zilch. Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag Berlin Heidelberg, S. 19–35.
- Maurer, R.; Heeke, G.; Kiziltan, H.; Kolodziejczyk, A.; Zilch, K.; Dunkelberg, D.; Fitik, B. (2012): Nachrechnung von Betonbrücken zur Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke. Bremerhaven: Wirtschaftsverlag. (Bericht der Bundesanstalt für Straßenwesen, B 89).
- 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. (1999): Structural reliability and prediction. Chichester: John Wiley & Sons.
- Melchers, R. E.; Li, C. Q.; Lawanwisut, W. (2006): Modelling deterioration of structural behaviour of reinforced concrete beams under saline environment corrosion. Magazine of Concrete Research, Jg. 58, Heft 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).
- Microsoft (2010): Visual Studio, Microsoft Corporation.
- 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 Spannungsrißkorrosion an vergüteten Spannstählen. Bauingenieur, Jg. 74, Heft 9, S. 403–411.
- Mietz, J.; Fischer, J. (2005): Verifizierung zerstörungsfreier Prüfverfahren zur Detektion von Spannstahlschäden an Spannbetonbauteilen mit nachträglichem Verbund. Beton- und Stahlbetonbau, Jg. 100, Heft 8, S. 656–663.
- Mietz, J.; Fischer, J.; Isecke, B. (1998): Spannstahlschäden an einem Brückenbauwerk infolge von Spannungsrissskorrosion. Beton- und Stahlbetonbau, Jg. 93, Heft 7, S. 195–200.
- Miner, M. -A (1945): Cumulative Damage in Fatigue. Journal of Applied Mechanics, Jg. 12, S. A159-A164.
- Moersch, J. (2005): Zur wasserstoffinduzierten Spannungsrissskorrosion von hochfesten Spannstählen. Untersuchung zur Dauerhaftigkeit von Spannbetonbauteilen. Herausgegeben vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton. Berlin: Beuth (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).
- Molkenthin, A. (2009): Laser-induzierte Breakdown Spektroskopie (LIBS) zur hochauflösenden Analyse der Ionenverteilung in zementgebundenen Feststoffen. Dissertation. Duisburg. Universität Duisburg-Essen, Fachbereich für Ingenieurwissenschaften.
- Müller, H. S.; Reinhardt, H. W. (2009): Beton. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J. F. (Hg.): 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. (Hg.): 19. Dresdner Brückenbausymposium - Tagungsband. Dresden: Institut für Massivbau, S. 261–275.
- Naumann, F-K (1969): Korrosionsschäden an gespannten Stählen. Beton- und Stahlbetonbau, Jg. 64, Heft Heft 1, S. 10–17.
- Naumann, J.; Friebel, W-D; Holst, R. (2005): Bauwerksprüfung nach DIN 1076 - Eine verantwortungsvolle Aufgabe für die Sicherheit. Straße + Autobahn, Jg. 56, Heft 6, S. 319–326.
- Novak, B.; Brosge, S.; Ananiev, S.; Meiss, K.; Wagner, R.; Weißbach, M. (2003): Weiterentwicklung des Modellansatzes der Schadensprognosen und Wirkung der Erhaltungs-
-

- maßnahmen 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. (1973): Zur Frage des Spannungsrissskorrosionsverhaltens kohlenstoffarmer Betonstähle in nitrathaltiger Umgebung. Arch. Eisenhüttenwesen, Jg. 44, S. 775–784.
- Nürnberger, U. (1980): Analyse und Auswertung von Schadensfällen an Spannstählen. Herausgegeben von Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Strassenbau. Bonn. (Heft 308).
- Nürnberger, U. (1984): Versuche zur praxiskonformen Beurteilung des Spannungsrissskorrosionsverhaltens von Spannstählen. FMPA - Otto-Graf-Institut. Stuttgart. (Forschungsbericht des FMPA).
- Nürnberger, U.; Mietz, J.; Beul, W. (1994): Untersuchungen an Verkehrsbauten aus Spannbeton zur Abschätzung des Gefährdungspotentials infolge Spannungsrissskorrosion der Spannstähle. Abschlussbericht zum BMV-Forschungsvorhaben FE 15.209 R91D.
- OSA (2004-06): Leitfaden Objektbezogene Schadensanalyse. Herausgegeben vom Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Strassenbau.
- Palmgren, A. (1924): Die Lebensdauer von Kugellagern. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, Jg. 68, S. 339–341.
- Peil, U. (Hg.) (2006): Sicherstellung der Nutzungsfähigkeit von Bauwerken mit Hilfe innovativer Bauwerksüberwachung. Berichtskolloquium 2006 - Sonderforschungsbereich 477. Technische Universität Braunschweig.
- Peil, U. (Hg.) (2010): Sicherstellung der Nutzungsfähigkeit von Bauwerken mit Hilfe innovativer Bauwerksüberwachung. Abschluss-Symposium 2010 - Sonderforschungsbereich 477.
- Penka, E. (2004): 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.
- Plate, E. (1993): Statistik und angewandte Wahrscheinlichkeitslehre für Bauingenieure. Berlin: Ernst.
- 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.
- Proske, D. (2004): Katalog der Risiken. Risiken und ihre Darstellung. Dresden: Eigenverlag.
- Rackwitz, R. (1976): Practical probabilistic approach to design. In: Comité Euro-International du Béton (CEB) (Hg.): Structural Safety (Bulletin D'Information, No 112).

-
- Rackwitz, R. (1997): Einwirkungen auf Bauwerke. In: Mehlhorn, G. (Hg.): Der Ingenieurbau. Berlin: Ernst & Sohn, S. 73–416.
- Rackwitz, R. (2006a): The effect of discounting, different mortality reduction schemes and predictive cohort life tables on risk acceptability criteria. *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).
- Rackwitz, R.; Fießler, B. (1978): Structural reliability under combined random load sequences. *Computers and Structures*, Jg. 9, S. 489–494.
- Rackwitz, R.; Zilch, K. (2002): Zuverlässigkeit von Tragwerken. In: Zilch, K.; Diederichs, C.; Katzenbach, R. (Hg.): *Handbuch für Bauingenieure. Technik, Organisation und Wirtschaftlichkeit - Fachwissen in einer Hand*. Berlin: Springer, S. 1.217-1.260.
- 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/veroeffentlichungen/20020319raupach_1.pdf, zuletzt geprüft am 20.01.2010.
- Rehm, G.; Nürnberger, U.; Frey, R. (1981): Zur Korrosion und Spannungsrisskorrosion von Spannstählen bei Bauwerken mit nachträglichem Verbund. *Bauingenieur*, Jg. 56, S. 275–281.
- 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, Abteilung Strassenbau.
- Roos, F. (2007): Schäden im Massivbau. (Vorlesungsunterlagen Technische Universität München).
- Rubinstein, R.Y (1981): *Simulation and the Monte Carlo Methods*. New York: Wiley.
- 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: Verkehrsbl.-Verlag
- Ruhrberg, R. (1994): Schäden an Brücken und anderen Ingenieurbauwerken. Dokumentation 1994. Dortmund: Verkehrsbl.-Verlag
- Sarja, A.; Vesikari, E. (1996): *Durability design of concrete structures*. Report of RILEM Technical Committee 130-CSL. 1. ed. London: Spon [u.a.] (RILEM reports, 14).
- Schießl, P. (1976): Zur Frage der zulässigen Rißbreite und der erforderlichen Betondeckung im Stahlbetonbau unter besonderer Berücksichtigung der Karbonatisierung des Betons. Herausgegeben vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton. Berlin: Ernst (Heft 255).
- Schießl, P. (1986): Einfluß von Rissen auf die Dauerhaftigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen. Herausgegeben vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton. Berlin. (Heft 370).
- Schießl, P.; Mayer, T. (2007): Lebensdauermanagementsystem - Teilprojekt A2. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hg.): *Schlussberichte zur ersten Phase des DAfStb/BMBF-Verbundforschungsvorhabens "Nachhaltig Bauen mit Beton"*. Berlin: Beuth Verlag (Heft 572).
-

- Schneck, U. (2005): Qualifizierte Korrosionsuntersuchungen an Stahlbetonbauwerken. Bau-technik, Jg. 82, Heft 7, S. 443–448.
- Schneider, J. (1994): Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen. Grundwissen für Ingenieure. Unter Mitarbeit von H-P Schlatter. Zürich: Teubner; Verl. der Fachvereine [u.a.].
- Schnetgöke, R. (2008): Zuverlässigkeitsorientierte Systembewertung von Massivbauwerken als Grundlage für die Bauwerksüberwachung. Dissertation. Braunschweig. Technische Universität Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz.
- Schwuchow, R. (2009): Probabilistische Zuverlässigkeits- und Sensitivitätsanalyse für schlanke Stahlbetonstützen auf Basis der Quasi-Monte Carlo Methode. Dissertation. Cottbus. Brandenburgische Technische Universität Cottbus, Lehrstuhl für Massivbau.
- Siebel, E. (2005): Übertragbarkeit von Frost-Laborprüfungen auf Praxisverhältnisse. Sachstandbericht. Herausgegeben vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton. Berlin: Beuth (Heft 560).
- Six, M. (2001): Sicherheitskonzept für nichtlineare Traglastverfahren im Betonbau. Dissertation. Darmstadt. Technische Universität Darmstadt, Fachbereich Bauingenieurwesen und Geodäsie.
- Spaethe, G. (1992): Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen. 2., neubearb. Aufl. Wien, New York: Springer.
- Springenschmid, R. (1989): Anleitung zur Bestimmung des Chloridgehaltes von Beton. Arbeitskreis "Prüfverfahren Chlorideindringtiefe" des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. Herausgegeben vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton. Berlin. (Heft 401).
- Steenbergen, R.D.J.M; Vrouwenvelder, A.C.W.M (2010): Safety philosophy for existing structures and partial factors for traffic loads on bridges. Heron, Jg. 55, Heft 2, S. 123–139.
- Stellwag, B.; Kaesche, H. (1982): Kinetik der wasserstoffinduzierten Spannungsrissskorrosion. Teil 1: Wesentliche Einflussgrößen des Bruchvorgangs im Hinblick auf hochfeste Stähle. In: Werkstoffe und Korrosion, Jg. 33, Heft 5, S. 274–280.
- 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. (2002): Probabilistic Modeling of Non-Destructive Testing of Steel Structures. In: Proc. 4th Int. Ph.D. Symp. in Civil Engineering, München, Vol. 2, S. 311–320.
- Straub, D. (2004): Generic Approaches to Risk Based Inspection Planning for Steel Structures. Dissertation. Zürich. ETH, Institute of Structural Engineering.
- Straub, D. (2009a): An efficient computational framework for probabilistic deterioration modeling and reliability updating. In: Proc. ICOSAR 2009, Osaka, Japan .
- Straub, D. (2009b): Zuverlässigkeit und Lastannahmen. Technische Universität München. (Vorlesungsskript).
- Straub, D. (2010): Risk Analysis I. Technische Universität München. München. (Vorlesungsskript).
- Straub, D. (2011): Reliability updating with equality information. Probabilistic Engineering Mechanics, Jg. 26, S. 254–258.

-
- Straub, D.; Der Kiureghian, A. (2010a): Bayesian Network Enhanced with Structural Reliability Methods: Application. *Journal of Engineering Mechanics*, Jg. 136, Heft 10, S. 1259–1270.
- Straub, D.; Der Kiureghian, A. (2010b): Bayesian Network Enhanced with Structural Reliability Methods: Methodology. *Journal of Engineering Mechanics*, Jg. 136, Heft 10, S. 1248–1258.
- Straub, D.; Der Kiureghian, A. (2011): Reliability Acceptance Criteria for Deteriorating Elements of Structural Systems. *Journal of structural Engineering (ASCE)*, S. 1573–1582.
- Straub, D.; Faber, M. H. (2006): Risikobasierte Inspektionsstrategie für den optimalen Unterhalt von Tragwerken. *Stahlbau*, Jg. 75, Heft 5, S. 389–396.
- Strauss, A.; Bergmeister, K.; Wendner, R.; Hoffmann, S. (2009): System und Schadensidentifikation von Betontragstrukturen. [In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J. F. (Hg.): *Beton-Kalender 2009. Teil 2*. Berlin: Ernst & Sohn, S. 55–134.
- Sykora, M.; Holicky, M. (2012): Target reliability levels for the assessment of existing structures - case study. In: Strauss, A.; Frangopol, D. M.; Bergmeister, K. (Hg.): *Life-Cycle and Sustainability of Civil Infrastructure Systems*: CRC Press, S. 813–820.
- Thienel, K. -Ch (2009): *Bauschäden*. Universität der Bundeswehr. München. (Vorlesungsskript).
- 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.
- Vill, M.; Fuchs, M.; Dannhorn, T. (2010): Beurteilung des Tragverhaltens von Spannbetonbrücken mit spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl. *Grundlagen, Praxisanwendung und aktuelle Entwicklung*. In: *Beton- und Stahlbetonbau*, Jg. 105, Heft 3, S. 142–153.
- Vogel, T.; Zwicky, D.; Joray, D.; Diggelmann, M.; Hoj, N.-P (2009): *Tragsicherheit der bestehenden Kunstbauten*. Herausgegeben von Verkehr Energie und Kommunikation-Bundesamt für Strassen Eidgenössisches Department für Umwelt. (Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und des Kunstbauten).
- Volkwein, A. (1991): *Untersuchungen über das Eindringen von Wasser und Chloriden in Beton*. Dissertation. München. Technische Universität München, Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung.
- Vrouwenvelder, A.C.W.M; Scholten, N. (2010): *Assessment Criteria for Existing Structures*. *Structural Engineering International*, Heft 1, S. 62–65.
- Wang, X.; Liu, X. (2004): Modeling bond strength of corroded reinforcement without stirrups. *Cement and Concrete Research*, Jg. 34, Heft 8, S. 1331–1339.
- Weiber, H. (2007): *Verhalten von PE-HD Schutzhüllen bei der Umlenkung von verbundlosen Spanngliedern*. Dissertation. München. Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau.
- Wicke, M.; Kirsch, P.; Straninger, W.; Scharitzer, B. (2001): *Kostenmodell für den Funktionserhalt von Straßenbrücken*. In: Zilch, K. (Hg.): *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).
- Wölfel, E. (1992): Einzelne Spannbetonbauteile möglicherweise durch verzögerte Spannstahlbrüche gefährdet. Beton- und Stahlbetonbau, Jg. 87, Heft 6, S. 155–156.
- WPM-Ingenieure: SIB-Bauwerke. DV-Programm zur Erfassung, Speicherung und Auswertung von Bauwerksdaten.
- 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. (Hg.): Massivbau 2001. Forschung, Entwicklungen und Anwendungen ; 5. Münchener 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.; Lingemann, J. (2012): Stochastische Verfahren zur Ermittlung der Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne Vorankündigung infolge Spannungsrissskorrosion. Vortrag am Informationsaustausch zur Nachrechnung von Brücken mit spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl, am 22. August 2012. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung. Bonn
- Zilch, K.; Maurer, R.; Weiher, H.; Bäättjer, 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.; Straub, D.; Dier, F.; Fischer, J. (2011): Entwicklung von Verfahren einer zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung. Bremerhaven: Wirtschaftsverlag. (Bericht der Bundesanstalt für Straßenwesen, B 85).
- Zilch, K.; Weiher, H. (2007): Sicherheit von Spannbetonbrücken - Zustand von Großbrücken im Zuge von Bundesfernstraßen. Bauingenieur, Jg. 82, Heft 1. S. 14–24.
- Zilch, K.; Weiher, H.; Gläser, C. (2009b): Monitoring im Betonbau. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J. F. (Hg.): 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. (Hg.): 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 (Hg.): 50. DAfStb-Forschungskolloquium an der Technischen Universität München.

ZTV-ING (2003-01): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten.

ZTV-ING (2007-12): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten, Teil 3 – Massivbau, Abschnitt 4 - Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen.

ZTV-K (1980): Zusätzliche Technische Vorschriften für Kunstbauten. ZTV-K 80.

Zwicky, D. (2002): Zur Tragfähigkeit stark vorgespannter Betonbalken. Dissertation. Zürich. ETH, Baustatik und Konstruktion.