



Technische
Universität
Braunschweig

iBMB **MPA**
TU BRAUNSCHWEIG

Zuverlässigkeitsorientierte Bewertung bestehender Bauwerke aus Stahlbeton und Spannbeton

Gunnar Heumann

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB)
Materialprüfanstalt für das Bauwesen (MPA) Braunschweig

Heft 225

Braunschweig

2014



Technische
Universität
Braunschweig

iBMB **MPA**
TU BRAUNSCHWEIG

Zuverlässigkeitsorientierte Bewertung bestehender Bauwerke aus Stahlbeton und Spannbeton

Gunnar Heumann

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB)
Materialprüfanstalt für das Bauwesen (MPA) Braunschweig

Heft 225

Braunschweig

2014

ISBN 978-3-89288-210-7

ISSN 1439-3875

Von der Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften
der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig
zur Erlangung des Grades eines Doktoringenieurs (Dr.-Ing.)
genehmigte Dissertation

Eingereicht am 24. Januar 2014
Disputation am 19. September 2014

Berichterstatter Prof. Dr.-Ing. Martin Empelmann
Prof. Dr.-Ing. Ludger Lohaus

Diese Dissertation ist über die Internetseite der Universitätsbibliothek
Braunschweig online zugänglich.

Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek

Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen
Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über
<http://dnb.d-nb.de> abrufbar.

Bibliographic information published by the Deutsche Nationalbibliothek

The Deutsche Nationalbibliothek lists this publication in the Deutsche Nationalbibliografie;
detailed bibliographic data are available in the Internet at <http://dnb.d-nb.de>.

Information bibliographique de la Deutsche Nationalbibliothek

La Deutsche Nationalbibliothek a répertorié cette publication dans la Deutsche
Nationalbibliografie; les données bibliographiques détaillées peuvent être consultées sur
Internet à l'adresse <http://dnb.d-nb.de>.

Kurzfassung

Zuverlässigkeitsorientierte Bewertung bestehender Bauwerke aus Stahlbeton und Spannbeton

Die Bewertung bestehender Bauwerke aus Stahlbeton und Spannbeton wird aufgrund der Altersstruktur des Bauwerksbestandes zunehmend bedeutsamer. Wesentliche Kriterien sind dabei die Aspekte der Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit, die die Anforderungen hinsichtlich einer ausreichenden Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit auf eine bauwerksspezifisch definierte Nutzungsdauer erweitert.

Zur Durchführung der Bewertung wird ein zuverlässigkeitsorientiertes Konzept vorgestellt, welches die Bewertung von bestehenden Bauteilen und Bauwerken aus Stahlbeton und Spannbeton in einem mehrstufigen Aufbau auf Basis probabilistischer Grenzzustandsanalysen ermöglicht.

Gegenüber dem Neubau von Bauwerken besteht bei der Bewertung von Bauwerken im Bestand die Möglichkeit, Vorinformationen (z. B. hinsichtlich der Ausführungsqualität) zu integrieren. Hierzu werden Möglichkeiten aufgezeigt, mit denen wesentliche Kenntnisse über ein bestehendes Bauwerk abgeleitet und insbesondere erforderliche Parameter für eine zuverlässigkeitsorientierte Bewertung abgeschätzt werden können.

Erweiterte Methoden zur Zustandsbewertung werden entwickelt, die eine besondere Bedeutung innerhalb des verfolgten Bewertungskonzeptes einnehmen. Hierzu gehören die konsistente Lebensdauerprognose, die Möglichkeiten zur Integration der Vorinformationen in Zuverlässigkeitsanalysen, der Ansatz von Modellunsicherheiten in Abhängigkeit der Güte des Bemessungsmodells bzw. des Kenntnisgrades hinsichtlich der verwendeten Baustoffeigenschaften bzw. des baulichen Erhaltungszustandes des Tragwerkes und die Möglichkeiten zur genaueren Erfassung und zeitabhängigen Modifikation der Lasteinwirkungen.

Abschließend wird die Anwendbarkeit und Leistungsfähigkeit dieses Bewertungskonzeptes an unterschiedlichen, für bestehende Bauwerke typischen Beispielen aufgezeigt.

Abstract

A Reliability-Oriented Assessment Of Existing Reinforced And Prestressed Concrete Structures

The significance of an assessment of existing reinforced and prestressed concrete structures will increase considerably due to their age distribution. In this context the aspects of loading capacity, serviceability and durability, which expands the requirements of a sufficient loading capacity and serviceability towards a structure specific service life, can be viewed as fundamental criteria.

In order to perform an assessment a reliability-oriented concept is introduced, which allows for the evaluation of existing structural components and structures taking into account probabilistic limit-state analyses within a multi-level structure.

Compared to the new construction of buildings the evaluation of existing structures offers the possibility to incorporate advance information, for example concerning the quality of construction. In the course of this study possibilities to deduce substantial information about an existing structure and, especially, to estimate necessary parameters for a reliability-oriented assessment are illustrated.

Advanced methods of condition assessment are developed, which play a major role within the presented assessment concept. These include a consistent prediction of life time, incorporation of advance information in reliability analyses and possibilities for a more detailed assessment and time dependant modification of load effects.

Finally the practical use and the efficiency of the assessment concept are demonstrated.

Inhaltsverzeichnis

Vorwort	VII
Bezeichnungen und Abkürzungen	IX
Lateinische Buchstaben	IX
Griechische Buchstaben	IX
Abkürzungen und Indizes	X
1 Einleitung	1
1.1 Motivation	1
1.2 Ziel der Arbeit	4
1.3 Gliederung der Arbeit	4
2 Grundlagen der Bewertung bestehender Bauwerke	7
2.1 Allgemeines Vorgehen und Regelwerke	7
2.2 Besonderheiten von Bestandsbauwerken	7
2.3 Feststellung des Istzustandes	10
2.3.1 Allgemeines.....	10
2.3.2 Auswertung der Bestandsdokumentation.....	11
2.3.3 Ortsbesichtigung und Bauwerksinspektion.....	12
2.3.4 Bauwerks- und Bauteilgeometrie.....	13
2.3.5 Baustoffeigenschaften.....	13
2.4 Bewertungskonzepte	23
2.4.1 Konzepte bestehender Regelwerke	23
2.4.2 Anforderungen an eine Weiterentwicklung	25
2.5 Schlussfolgerungen und weiteres Vorgehen	27
3 Grundlagen der Zuverlässigkeitstheorie	29
3.1 Sicherheit im Bauwesen und Anforderungen an Bauwerke	29
3.2 Zuverlässigkeitsmaße	31
3.3 Methoden der Grenzzustände	42
3.4 Systemzuverlässigkeit und Korrelation	49
3.5 Bayes'sches Update	54
3.6 Schlussfolgerungen	55
4 Stochastische Modelle zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit	57
4.1 Allgemeines	57
4.2 Stochastische Modelle der Einwirkungsseite	57
4.2.1 Allgemeines.....	57

4.2.2	Ständige Einwirkungen.....	61
4.2.3	Veränderliche und außergewöhnliche Einwirkungen	63
4.2.4	Modifikationen von Einwirkungen.....	71
4.3	Stochastische Modelle der Widerstandsseite	77
4.3.1	Allgemeines	77
4.3.2	Normalkraftbemessung.....	79
4.3.3	Biegebemessung mit bzw. ohne Längskraft.....	79
4.3.4	Querkraftbemessung	81
4.3.5	Torsionsnachweis	83
4.3.6	Ermüdungsnachweis.....	83
4.3.7	Betonspannungsnachweise	87
4.3.8	Betonstahl- und Spannstahlspannungsnachweise.....	88
4.3.9	Betonrissbreitennachweis	88
4.4	Schlussfolgerungen	89
5	Stochastische Modelle zur Dauerhaftigkeit.....	91
5.1	Dauerhaftigkeitsrelevante Einwirkungen	91
5.2	Vermeidung dauerhaftigkeitsbedingter Schädigungen	94
5.2.1	Normative Regelungen	94
5.2.2	Alternative Ansätze	96
5.3	Korrosion der Bewehrung	99
5.3.1	Allgemeines	99
5.3.2	Einleitungsphase der carbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion.....	101
5.3.3	Einleitungsphase der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion	106
5.3.4	Schädigungsphase der Bewehrungskorrosion	118
5.3.5	Einfluss von Rissen	139
5.3.6	Spannbeton	143
5.4	Frost- bzw. Frost-Tausalz-Angriff	154
5.4.1	Allgemeines	154
5.4.2	Frost-Angriff.....	157
5.4.3	Frost-Tausalz-Angriff.....	159
5.4.4	Auswirkungen eines Frost- bzw. Frost-Tausalz-Angriffes	160
5.4.5	Einfluss von Rissen	164
5.5	Interaktion der Schädigungsmechanismen.....	164
5.5.1	Allgemeines	164
5.5.2	Carbonatisierung und Chlorideintrag	164

5.5.3	Carbonatisierung und Frost-Angriff.....	165
5.5.4	Frost-Tausalz-Angriff und Bewehrungskorrosion	165
5.5.5	Bewertung und Erfassung der Interaktion	166
5.6	Schlussfolgerungen.....	167
6	Erweiterte Kenntnisse zum Istzustand.....	169
6.1	Allgemeines	169
6.2	Entwurfsnormen und Herstellungsprozesse.....	169
6.2.1	Übersicht	169
6.2.2	Dauerhaftigkeit von Betonbauteilen	172
6.2.3	Ansätze zur Bestimmung der Tragfähigkeit	178
6.3	Nutzungsabhängige Bemessungseinwirkungen.....	180
6.3.1	Allgemeines.....	180
6.3.2	Verkehrslasten für Fahrzeugüberfahrten.....	181
6.4	Dauerhaftigkeitsrelevante Exposition	194
6.4.1	Änderungen der umgebungsbedingten Exposition	194
6.4.2	Eigenchloridgehalt von Beton.....	196
6.5	Baustoffeigenschaften	198
6.5.1	Übersicht	198
6.5.2	Betongüte und Zementeigenschaften	198
6.5.3	Zugfestigkeit des Betons	201
6.5.4	Chloridmigrationskoeffizient	201
6.5.5	Zeitliche Entwicklung der Betoneigenschaften	203
6.6	Schlussfolgerungen.....	207
7	Erweiterte Methoden zur Zustandsbewertung	209
7.1	Konsistente Lebensdauerprognose	209
7.2	Integration von Vorinformationen	212
7.2.1	Allgemeines.....	212
7.2.2	Bauwerksinspektion und Monitoring.....	214
7.2.3	Belastungsversuche	218
7.3	Modellunsicherheiten in Abhängigkeit des Kenntnisstandes	227
7.4	Zufallsfelder und Korrelationen.....	235
7.5	Zuverlässigkeitsbetrachtungen zu Lastannahmen	239
7.5.1	Allgemeines.....	239
7.5.2	Eigengewicht.....	240
7.5.3	Verkehrslasten bei abweichenden Referenzzeiten	243
7.6	Auslastungsgrad und Zuverlässigkeitsindex	249

7.7	Schlussfolgerungen	252
8	Zuverlässigkeitsorientiertes Bewertungskonzept	255
8.1	Übersicht.....	255
8.2	Grundstruktur	256
8.2.1	Aufbau	256
8.2.2	Aufgliederungsebenen	258
8.2.3	Bewertungskriterien.....	261
8.2.4	Zuverlässigkeitsindex	262
8.2.5	Beurteilungsklassen	265
8.3	Stufe 1 des Bewertungskonzeptes.....	268
8.4	Stufe 2 des Bewertungskonzeptes.....	271
8.5	Stufe 3 des Bewertungskonzeptes.....	274
8.6	Schlussfolgerungen	276
9	Anwendung an typischen Bauteilen.....	277
9.1	Beispiel 1: Hochbaudecke	277
9.1.1	Ausgangssituation.....	277
9.1.2	Bewertung Stufe 1	277
9.1.3	Bewertung Stufe 2	281
9.1.4	Bewertung Stufe 3	283
9.1.5	Betrachtungen zur Anwendung des Bewertungskonzeptes.....	288
9.2	Beispiel 2: Stahlbetonstütze	289
9.2.1	Ausgangssituation.....	289
9.2.2	Bewertung Stufe 1	290
9.2.3	Bewertung Stufe 2	293
9.2.4	Bewertung Stufe 3	298
9.2.5	Betrachtungen zur Anwendung des Bewertungskonzeptes.....	302
9.3	Beispiel 3: Zweistegige Plattenbalkenbrücke.....	302
9.3.1	Ausgangssituation.....	302
9.3.2	Bewertung Stufe 1	304
9.3.3	Bewertung Stufe 2	308
9.3.4	Bewertung Stufe 3	315
9.3.5	Betrachtungen zur Anwendung des Bewertungskonzeptes.....	319
9.4	Beispiel 4: Betongerbergelenke einer Fußgängerbrücke.....	320
9.4.1	Ausgangssituation.....	320
9.4.2	Bewertung Stufe 1	321
9.4.3	Bewertung Stufe 2	324

9.4.4	Betrachtungen zur Anwendung des Bewertungskonzeptes	329
9.5	Zusammenfassung der Ergebnisse der Beispiele	329
10	Zusammenfassung und Ausblick	331
10.1	Zusammenfassung	331
10.2	Ausblick	333
Literatur	335
Anhang A:	Katalog der Lasteinwirkungen	
Anhang B:	Katalog der Materialeigenschaften	
Anhang C:	Katalog der Bauteileigenschaften	
Anhang D:	Katalog der Modellunsicherheiten	
Anhang E:	Katalog der Umwelteinwirkungen	
Anhang F:	Anhaltswerte für Messungenauigkeiten	
Anhang G:	Entwicklung von Normen und Vorschriften	
Anhang H:	Historische Betonfestigkeiten	
Anhang I:	Abschätzung von Verkehrslasten (Straßenbrücken)	

Vorwort

Mit dem im Jahr 1743 erstatteten Gutachten „Parere di tre matematici sopra i danni, che fi fono trovati nella cupola di S. Pietro, sul fine dell' Anno MDCCXLII (Die Ansicht von drei Mathematikern zu den Schäden, die an der Kuppel des Petersdoms Ende 1742 festgestellt wurden)“ wurden von Ruggiero Giuseppe Boscovich (1711-1787), Tommaso Le Seur (1703-1770) und Francesco Jacquier (1711-1788) erstmalig Schäden an einem herausragenden Massivbauwerk auf Basis handwerklicher, tradierter Erfahrungen in Kombination mit der Anwendung wissenschaftlich fundierter Ansätze bewertet.

Seitdem wurden die Möglichkeiten zur rechnerischen Erfassung des Trag- und Gebrauchsverhaltens und der Dauerhaftigkeit von Massivbauwerken grundlegend erweitert, aber auch heute beschäftigen die Ansätze zur Bewertung bestehender Bauwerke sowohl Forschung als auch Baupraxis. Diese Arbeit hofft, zum vertieften Verständnis der Möglichkeiten der Bewertung bestehender Bauwerke aus Stahlbeton und Spannbeton beitragen zu können. Sollte dies gelungen sein, so ist dies in großen Teilen dem hohen Engagement mehrerer Personen zuzuschreiben, denen ich an dieser Stelle herzlich danken möchte.

Mein besonderer Dank gilt meinem Doktorvater, Herrn Prof. Dr.-Ing. Martin Empelmann, dem ich für seine fachlich herausragende Unterstützung, die konstruktiven Anregungen sowie die kritische Durchsicht des Manuskripts zu meiner Arbeit besonders danke. Sein mir zugeteiltes Vertrauen ließ mir genügend Möglichkeiten und Freiräume zum eigenständigen und eigenverantwortlichen Arbeiten und Forschen.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Ludger Lohaus danke ich für die Übernahme des Korreferates und die damit verbundene Mühe. Ich danke Herrn Prof. Dr.-Ing. Rainer Wanninger sehr für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes sowie Herrn Prof. i. R. Dr.-Ing. Dietmar Hossler für die Ausübung der Prüfertätigkeit.

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der Technischen Universität Braunschweig. Meinen Kollegen bin ich für das freundschaftliche Verhältnis dankbar, das meine Tätigkeit am Fachgebiet Massivbau zu einer unvergesslichen Zeit werden ließ. Bedanken möchte ich mich an dieser Stelle auch bei allen Studenten, die im Rahmen von Diplom- und Vertieferarbeiten zum Gelingen der Arbeit beitrugen.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Erhard Gunkler danke ich für die entscheidenden Hinweise und Ratschläge, die mich auf meinem Weg von Detmold nach Braunschweig an das iBMB und darüber hinaus beflügelt haben.

Meinen Eltern Liane und Hans Heumann bin ich sehr dankbar für den uneingeschränkten Rückhalt. Meiner Mutter gilt dabei mein besonderer Dank für die Förderung meiner Ausbildung, die liebevolle Unterstützung und das Korrekturlesen des Manuskripts.

Katharina Schartz weiß heute viel mehr über Massivbau, als ihr möglicherweise lieb ist. Ihr Verständnis und ihre Zuneigung waren für mich in den letzten Monaten eine wertvolle Unterstützung.

Braunschweig im Oktober 2014

Gunnar Heumann

Bezeichnungen und Abkürzungen

Lateinische Buchstaben

A	Querschnittsfläche	k_R	Fraktalfaktor Widerstand
b	Querschnittsbreite	m	Anzahl Jahre im Beobachtungszeitraum
c	Beiwert	n	Anzahl Jahre im Bezugszeitraum
C	Konzentration	P	Wahrscheinlichkeit
C_{cr}	kritische, korrosionsauslösende Chloridkonzentration	p_f	Versagenswahrscheinlichkeit
C_S	Chloridkonzentration	Q	Veränderliche Einwirkung
C_s	CO ₂ -Konzentration	R	Widerstand
d	Querschnittshöhe	RH	relative Luftfeuchtigkeit
D	Diffusions- bzw. Migrationskoeffizient, Schädigung	s	Standardabweichung Stichprobe
E	Beanspruchung, Auswirkung	T	Bezugszeit bzw. -dauer
erf	Fehlerfunktion [-]	t	Zeit als Laufvariable
F	Einwirkung	T_0	Bezugstemperatur
g	Grenzzustand	t_i	Betrachtungszeitpunkt
G	Ständige Einwirkung	V	Variationskoeffizient
I	Korrosionsstrom	V_{corr}	Korrosionsabtragsrate
k	Verhältniswert	w/b	Wasserbindemittelwert
K	Kosten, Aufwand	w/z	Wasserzementwert
k_E	Fraktalfaktor Einwirkungen	x_d	Betonüberdeckung

Griechische Buchstaben

α	Sensitivitäts- bzw. Wichtungsfaktor	η	Übertragungsfaktor
β	Zuverlässigkeitsindex	θ	Modellunsicherheit
β_1	Zuverlässigkeitsindex für den Bezugszeitraum von einem Jahr	μ	Mittelwert
β_{50}	Zuverlässigkeitsindex für den Bezugszeitraum von 50 Jahren	ρ	Korrelationskoeffizient
β_T	Zuverlässigkeitsindex für den Bezugszeitraum	σ	Standardabweichung
γ	Sicherheitsfaktor	τ	Grundzeitintervall

Δ	Differenz	$\Phi(x)$	Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung
δ	Korrelationslänge bzw. Beiwert	$\varphi(x)$	Dichtefunktion der Standardnormalverteilung
Δc	CO ₂ -Konzentrationsgefälle	$\Phi^{-1}(p)$	p-Quantil der Standardnormalverteilung
ε	Dehnung	Ψ	Beiwert

Abkürzungen und Indizes

(+)	Erfahrungswert / Annahme	<i>insp</i>	Inspektion
<i>0</i>	Ausgangswert	<i>inst</i>	Instandsetzung
BetaD	Beta-Verteilung	logN	Lognormalverteilung
<i>BK</i>	Brückenklasse	<i>max</i>	Maximum
<i>c</i>	Beton	maxWD	Weibull-Verteilung (max)
<i>crit</i>	Kritische Bedingungen	<i>min</i>	Minimum
D	konstant	minWD	Weibull-Verteilung (min)
<i>dam</i>	Schädigung	<i>mod</i>	modifiziert
<i>E</i>	Beanspruchung, Auswirkung	ND	Normalverteilung
<i>eff</i>	effektiv	Neville	Neville-Verteilung
<i>erf</i>	erforderlich	<i>q</i>	Verkehrslast
ExpD	Exponential-Verteilung	<i>R</i>	Widerstand
<i>f</i>	Versagen	RAD	Rectangular-Verteilung
<i>G</i>	Ständige Einwirkung	<i>rel. F.</i>	relative Feuchte
GammaD	Gamma-Verteilung	<i>s</i>	Bewehrungsstahl bzw. Schneelast
<i>ges</i>	Gesamt	<i>SLS</i>	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
GumD	Gumbel-Verteilung	<i>ULS</i>	Grenzzustand der Tragfähigkeit
<i>ini</i>	Initiierung	<i>w</i>	Windlast

1 Einleitung

1.1 Motivation

Bauwerke werden mehrheitlich für eine Nutzungsdauer zwischen 30 bis 100 Jahren ausgelegt. Aufgrund der gegenüber anderen Bauweisen verhältnismäßig hohen Dauerhaftigkeit, werden diese vorzugsweise als Stahlbeton- bzw. Spannbetonkonstruktionen ausgeführt (siehe z. B. **Abb. 1-1**)



Abb. 1-1 Typische Massivbauwerke: Industriegebäude (oben links), Verwaltungsgebäude (oben rechts) und Brücken (unten)

In Kombination mit steigenden Beanspruchungen, Degradation und Elementarerignissen, aber auch Fehlern in Planung und Ausführung, besteht über die verhältnismäßig lange Nutzungszeit die Notwendigkeit, die Konstruktionen und Tragstrukturen regelmäßig auf ihre Zuverlässigkeit zu bewerten (siehe **Abb. 1-2**). Gleichzeitig ist eine frühzeitige Kenntnis über die zeitliche Entwicklung der Bauwerkszuverlässigkeit und der daraus folgenden, notwendigen Eingriffszeitpunkte im Hinblick auf technische und wirtschaftliche Entscheidungen (z. B. hinsichtlich Instandsetzung, Abriss und Neubau) erstrebenswert.

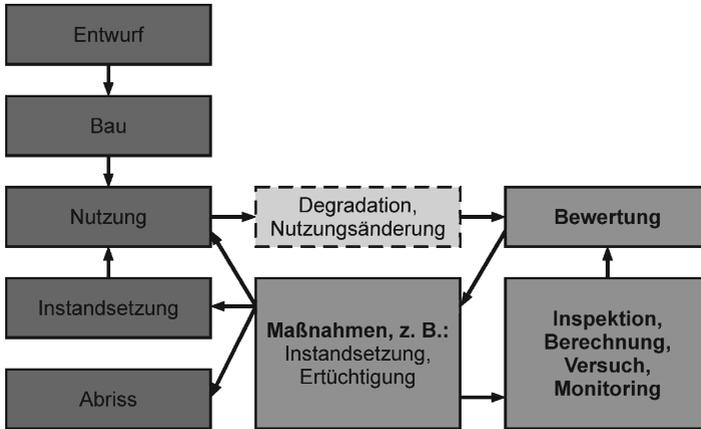


Abb. 1-2 Lebenszyklus von Bauwerken

Abb. 1-3 stellt das Verhältnis zwischen den bis zu einem bestimmten Zeitpunkt errichteten Bauwerken zum Gesamtbauwerksbestand für Brücken und Hochbauwerke dar. Die Abbildung verdeutlicht, dass etwa 50 % der Bauwerke vor dem Jahr 1965 (Hochbauwerke) bzw. 1980 (Brückenbauwerke) errichtet wurden, und dass daraus folgernd künftig eine erhebliche Anzahl von Bauwerken aufgrund der eingesetzten Degradation bzw. vorgesehener Nutzungsänderungen zu bewerten ist.

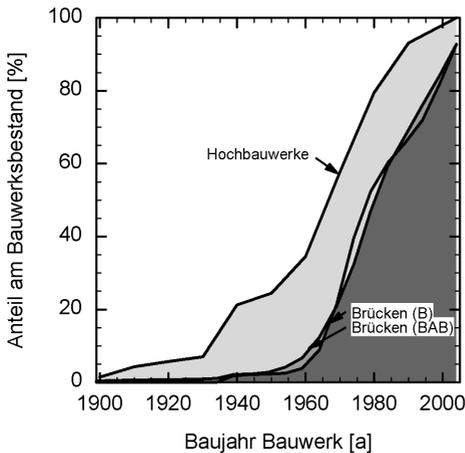


Abb. 1-3 Bauwerksbestand von Brücken nach [Colditz 2011] und Hochbauwerkwerken (Verwaltungsgebäude und Hallen) nach [Röder 2009]

Aus **Abb. 1-4** ist zu erkennen, dass Schäden zu einem überwiegenden Anteil (circa 70 %) auf Mängel innerhalb der Planungs- und Ausführungsphase zurückgeführt werden können. Lediglich 7 % aller Bauschäden werden durch eine nicht bestimmungsgemäße Nutzung ausgelöst. Im Rahmen des Entwurfes von Bauwerken sind die gesamten Fehlermöglichkeiten durch angemessene Sicherheitselemente (z. B. Forderung nach einer höheren, nominellen Zuverlässigkeit bei der Bemessung) abzudecken.

Bei bestehenden Bauwerken können jedoch beispielsweise durch geeignete Inspektionsmaßnahmen objektspezifisch einzelne Fehlerquellen explizit ausgeschlossen werden und zu einer wirklichkeitsnäheren Bewertung führen.

Zudem zeigt die Auswertung verschiedener Literaturquellen (z. B. [Mitzel 1981, Ruhrberg 1982 und Ruhrberg 1994]), dass ein Großteil der feststellbaren Schäden nicht zu einem sofortigen Tragfähigkeitsversagen führt, sondern zunächst die Dauerhaftigkeit der Konstruktion beeinträchtigt. Lediglich, wenn keine Bewertungen durchgeführt und ggf. deshalb auch keine Instandsetzungsmaßnahmen eingeleitet werden, können diese Schäden die Tragfähigkeit der Bauwerke gefährden.

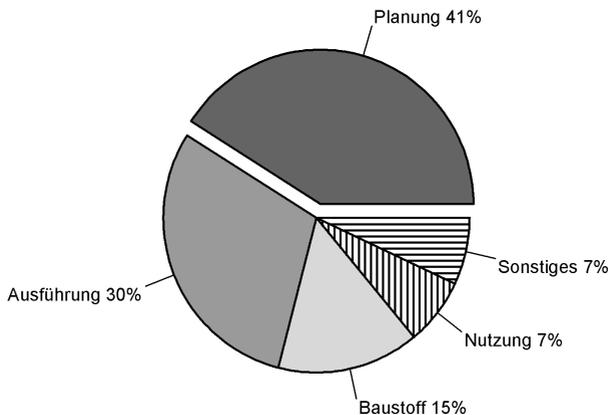


Abb. 1-4 Allgemeine Ursachen von Schäden an Bauwerken (aus [Hansen 2003])

Zusammenfassend kann festgestellt werden:

- Die Alterung der Bauwerksbestände, Nutzungsänderungen, fortschreitende Degradation und Mängel in der Planung und Ausführung führen häufig zur Notwendigkeit einer Bewertung von Konstruktionen und Tragstrukturen.
- Die Bewertung von bestehenden Bauwerken ermöglicht bzw. erfordert zugleich eine gegenüber dem Entwurf von Neubauwerken andere Herangehensweise, da

einerseits Ausführung und Erhaltungszustand eines bestehenden Bauwerks unmittelbar am Bauwerk vertiefend begutachtet werden können und demgegenüber bei dem Entwurf von Neubauwerken, z. B. die Ausführungsqualität, noch nicht bekannt ist und andererseits an bestehenden Bauwerken bereits Schäden aufgetreten sein können, deren Auswirkungen, z. B. auf das Tragverhalten zu beurteilen sind.

- Werden im Rahmen des Entwurfsprozesses bei Neubauwerken die Rechenwerte der anzusetzenden Lasteinwirkungen erhöht, so kann durch Umplanung verhältnismäßig einfach ein ausreichender Widerstand erzeugt werden. Diese Möglichkeit besteht bei bestehenden Bauwerken nicht. Erhöht sich infolge von größeren Beanspruchungen oder von Degradation der Auslastungsgrad, so können häufig rechnerische Nachweise nur durch Anwendung wirklichkeitsnaher und zuverlässigkeitsorientierter Bewertungsansätze erfolgreich geführt werden.

1.2 Ziel der Arbeit

In der vorliegenden Arbeit wird ein zuverlässigkeitsorientiertes Konzept zur Bewertung von bestehenden Bauteilen und Bauwerken aus Stahlbeton und Spannbeton entwickelt, das die Auswirkungen der Degradationsprozesse auf Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit durch Kopplung und Berücksichtigung der Wechselwirkung einzelner Effekte erfasst.

Mit dem Konzept wird insbesondere das Ziel verfolgt, ein physikalisch begründetes und realitätsbezogenes Konzept zur Prognose der technisch möglichen Restnutzungsdauer bestehender Bauwerke aus Stahlbeton und Spannbeton bereitzustellen.

1.3 Gliederung der Arbeit

Einen Überblick zur Gliederung der Arbeit gibt **Abb. 1-5**. Nach einer Einführung in die Problemstellung, der Definition der Zielsetzung und der Darstellung der Gliederung der Arbeit werden in Abschnitt 2 wesentliche Besonderheiten bestehender Bauwerke herausgearbeitet und Konzepte bestehender Regelwerke für die Beurteilung bestehender Bauwerke vorgestellt. Aufbauend auf diesen Betrachtungen werden Anforderungen an die Entwicklung des eigenen Bewertungskonzeptes definiert, die den weiteren Ausführungen in dieser Arbeit zugrunde gelegt werden.

Das Bewertungskonzept wird aus mehreren Modulen zusammengesetzt, die jeweils in eigenständigen Abschnitten behandelt werden.

In Abschnitt 3 werden die zuverlässigkeitstheoretischen Grundlagen der Bewertung bestehender Bauwerke behandelt und in Abschnitt 4 und Abschnitt 5 An-

sätze zur Bewertung der Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit thematisiert.

Da für die Bewertung bestehender Bauwerke Vorinformationen eine besondere Bedeutung haben, werden Möglichkeiten zur Ableitung wesentlicher Angaben eigenständig in Abschnitt 6 behandelt.

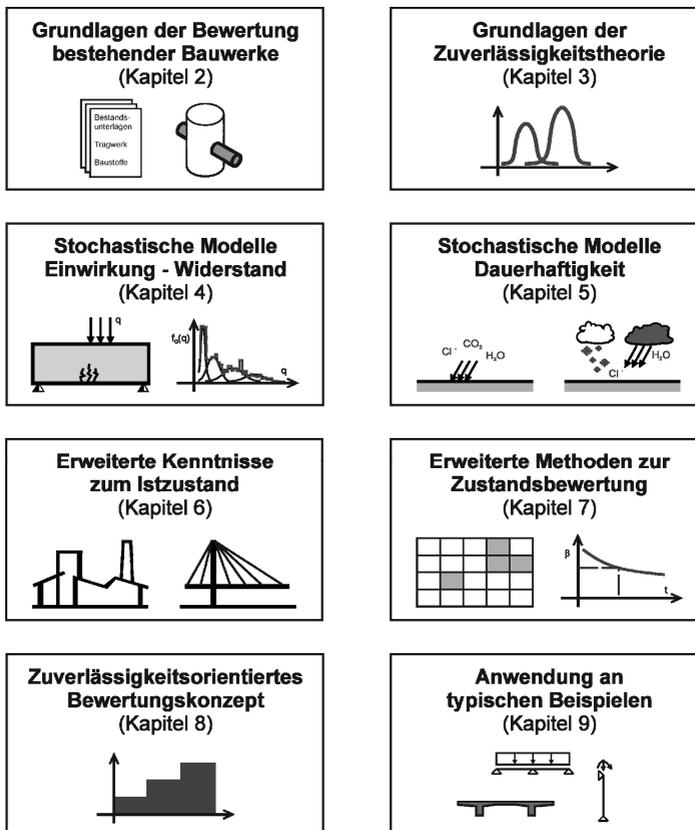


Abb. 1-5 Inhaltliche Gliederung und Vorgehensweise der Arbeit

Neben der Möglichkeit der Nutzung von Vorinformationen können ausgehend von den Ansätzen in Abschnitt 3 bis 5 erweiterte Methoden zur Zustandsbewertung angewendet werden. Diese werden in Abschnitt 7 thematisiert.

Das zuverlässigkeitsorientierte Bewertungskonzept für bestehende Bauwerke aus Stahlbeton und Spannbeton in Abschnitt 8 integriert die vorausgehend erarbeiteten

Module. In Abschnitt 9 wird das Bewertungskonzept exemplarisch an mehreren Beispielen angewendet und die Leistungsfähigkeit des entwickelten Konzeptes aufgezeigt.

Die Ergebnisse dieser Arbeit werden in Abschnitt 10 zusammengefasst und ein Ausblick auf mögliche Entwicklungen gegeben.

2 Grundlagen der Bewertung bestehender Bauwerke

2.1 Allgemeines Vorgehen und Regelwerke

Bestehende Bauwerke müssen bzw. sollten aus bauordnungsrechtlichen Gründen zur Aufrechterhaltung der öffentlichen Sicherheit und Ordnung (siehe z. B. § 3 [ARGEBAU 2002] und §§ 823 ff. [BGB]) und aus wirtschaftlichen Gründen zur Werterhaltung des Anlagevermögens in regelmäßigen Abständen überwacht und der vorgefundene Zustand bewertet werden. Für die unterschiedlichen Geltungsbereiche wurden Regelwerke erarbeitet, die Einzelheiten zu Häufigkeit, Umfang und Art der Dokumentation festlegen, z. B. für

- Hochbauwerke mit [RÜV:2008] und
- Ingenieurbauwerke im Bereich von Verkehrswegen mit [DIN 1076:1998, RiL 805:2008 und BAW 2010].

Weitergehende Empfehlungen wurden von unterschiedlichen Institutionen erarbeitet (siehe z. B. [DBV 2007, VDI 2010]).

Wird durch Änderungen der Bausubstanz (z. B. Umgestaltung, Erweiterung) oder durch Nutzungsänderungen ein vom vorhandenen Zustand abweichender, neuer Zustand erzeugt, so sind i. d. R. über die reguläre Bauüberwachung im Rahmen der Instandhaltung hinaus zusätzliche Untersuchungen und eine vertiefte Bewertung erforderlich (siehe auch [DBV 2007]). Sinngemäß liegen diese Änderungen der Bausubstanz auch dann vor, wenn Schäden an dem Tragwerk, z. B. durch umgebungsbedingte Degradation (z. B. Korrosion der Bewehrung) oder durch außergewöhnliche Einwirkungen (z. B. Anprall), entstanden sind.

Eine Bewertung kann sich auf ein gesamtes Bauwerk, Bauteile oder einzelne Teilflächen beschränken. Vereinfachend wird nachfolgend ausschließlich der Begriff des Bauwerkes verwendet.

2.2 Besonderheiten von Bestandsbauwerken

Die Vorgehensweisen zur Bemessung neuer Bauwerke und zur Bewertung bestehender Bauwerke unterscheiden sich teilweise deutlich. Dies ist auf die jeweils unterschiedlichen Kenntnisstände zurückzuführen, die in **Tabelle 2-1** vergleichend gegenübergestellt sind:

- Während bei der Bemessung neuer Bauwerke die Konstruktion (d. h. der Widerstand) frei gewählt und somit gegenüber den Einwirkungen optimiert werden kann, so ist bei der Bewertung bestehender Bauwerke die Konstruktion unveränderlich bzw. kann nur bedingt durch Instandsetzungs- bzw. Verstärkungs-

maßnahmen angepasst werden. Zusätzlich können innerhalb der bisherigen Nutzungsdauer Schädigungen aufgetreten sein, die zu einer Reduzierung des Widerstandes führen können.

- Demgegenüber ist die wirkliche Ausführung der Konstruktion und die künftige, wirkliche Nutzung unbekannt, so dass bei der Bemessung Reserven vorgesehen werden müssen, um zumindest Mindestanforderungen einhalten zu können. Bei bestehenden Bauwerken sind die Nutzungsverhältnisse bekannt und die Ausführung (z. B. Geometrie, Bewehrung, Baustoffgüten, Ausführungsqualität) kann unmittelbar am Bauwerk ermittelt werden, so dass gegenüber der Bemessung bei der Bewertung eine Zuschärfung möglich ist.

Aus diesen Ausführungen wird deutlich, dass bei der Bemessung neuer Bauwerke und der Bewertung bestehender Bauwerke einzelne Aspekte mit unterschiedlichen Unsicherheiten belegt sind.

Tabelle 2-1 Vergleich der Kenntnisstände bei der Bemessung neuer Bauwerke und der Bewertung bestehender Bauwerke

Aspekt	Bemessung neuer Bauwerke	Bewertung Bestandsbauwerke
Anlass	Projektierung	Mängel, Schäden, Nutzungsänderungen etc.
Nutzungsänderung	Weiternutzung i. d. R. nicht bekannt (d. h. teilweise Lastreserven eingeplant)	Nutzungsänderung ist ggf. Bewertungsgegenstand (d. h. auftretende Einwirkungen sind bekannt)
Geometrie	frei wählbar, wegen der noch ausstehenden Ausführung sind jedoch Abweichungen möglich (d. h. Vorhaltemaße notwendig)	kann in beliebigen Detaillierungsgraden am Bauwerk ermittelt werden
Baustoffgüte	frei wählbar, wegen der noch ausstehenden Ausführung sind jedoch Abweichungen möglich (d. h. Vorhaltemaße notwendig)	kann in beliebigen Detaillierungsgraden am Bauwerk ermittelt werden, ggf. Schäden vorhanden
Bewehrungsgehalt	frei wählbar	kann am Bauwerk ermittelt werden, ggf. Schäden vorhanden

Bestandsbauwerke sind i. d. R. nach den zum Zeitpunkt der Herstellung maßgebenden Entwurfsnormen errichtet worden. Aufgrund der seit dem Errichtungszeitpunkt gewachsenen Nutzungsansprüchen und neuer Forschungserkenntnisse (z. B. hinsichtlich dem Baustoff- bzw. Tragverhalten) wurden häufig durch Über-

arbeitung bzw. Neueinführung die für Bauwerke geltenden, technischen Bauvorschriften verändert und einzelne Anforderungen erhöht. Wird die Bewertung von Bestandsbauwerken auf Basis aktueller, technischer Baubestimmungen durchgeführt, so werden daher häufig Defizite festgestellt. Diese Defizite sind dann in Verbindung mit den Überlegungen zum Bestandsschutz und ggf. zum Denkmalschutz (siehe auch [DBV 2007]) zu werten.

Mit Bestandsschutz (siehe auch Art. 14, Grundgesetz) wird nach [DBV 2007] juristisch das Ergebnis einer Abwägung umschrieben, bei der den Interessen des Eigentümers Vorrang vor denen des Gesetzgebers eingeräumt wird und Abweichungen von der gesetzlichen Leitidee somit prinzipiell zulässig sein können. Gleichzeitig folgt die Umsetzung des Bestandsschutzes bei bestehenden Bauwerken dem juristischen Grundsatz des Vertrauensschutzes, wonach der Bürger sich, z. B. bei Investitionsentscheidungen, auf die bestehende Rechtslage verlassen darf und bei Gesetzesänderungen keine für den Bürger nachteiligen Rückwirkungen in Kraft treten dürfen. Der rechtliche Rahmen für den Bestandsschutz endet, wo das Vertrauen des Bürgers juristisch als nicht mehr schutzwürdig angesehen wird.

In der konkreten Umsetzung bedeutet dies nach [ARGEBAU 2008], dass im Rahmen des Bestandsschutzes ein Bestandsbauwerk, welches zu irgendeinem Zeitpunkt mit dem geltenden Recht in Einklang stand, in seinem bisherigen Bestand und seiner bisherigen Funktion erhalten und genutzt werden kann, auch wenn es nicht mehr dem aktuellen geltenden Bauordnungsrecht entspricht. Neben dem Recht auf Weiterbestehen schließt dies eine vom geltenden Recht abweichende Art der Erhaltung und Instandsetzung ein. In [DBV 2007] wird jedoch darauf hingewiesen, dass durch den Verzicht auf ein bestehendes Nutzungsrecht (z. B. Umnutzung oder Leerstand über eine Zeitdauer von ca. drei bis fünf Jahren) indirekt ein rechtlicher Verzicht auf den Bestandsschutz erklärt wird und dieser dann nicht mehr eingefordert werden kann.

Nach [DBV 2007] kann zusammenfassend Bestandsschutz geltend gemacht werden, wenn

- das Bestandsbauwerk ursprünglich nach den gültigen Bauvorschriften errichtet worden ist (maßgebend ist hier die Ausführung),
- keine wesentlichen Änderungen an der Nutzung oder der Gebäudestruktur durchgeführt wurden und
- das Bestandsbauwerk sich zum Bewertungszeitpunkt in einem Zustand befindet, der unter Berücksichtigung der üblichen Abnutzung in Verbindung mit der bisherigen Standzeit und einer üblichen Instandhaltung zu erwarten ist.

Demgegenüber kann nach [DBV 2007] Bestandsschutz insbesondere nicht geltend gemacht werden, wenn

- eine konkrete Gefahr für Leben oder Gesundheit besteht (Anpassungsverlangen der Bauaufsichtsbehörden) oder
- die Anpassung zu keinen unzumutbaren Mehrkosten führt (Harmonisierungsverlangen der Bauaufsichtsbehörden).

Um eine einheitliche Vorgehensweise sicherzustellen, werden zunehmend Regelwerke erarbeitet und eingeführt, die ausschließlich Bestandsbauwerke thematisieren und indirekt Auslegungen zum Bestandsschutz beinhalten (siehe z. B. [NRR 2011 und DB RIL 805:2008]). Diese Regelwerke behandeln Aspekte, die Bestandsbauwerke von Neubauwerken unterscheiden, z. B.:

- Zielwerte für geplante Restnutzungsdauer,
- Mindestanforderungen zur Feststellung des Istzustandes (Bestandsaufnahme und -auswertung, Baustoffuntersuchungen),
- Mindestanforderungen zur Bestandsbewertung einschließlich der anzuwendenden Bewertungskriterien und
- Kompensationsmaßnahmen zum Ausgleich von Defiziten gegenüber aktuellen, normativen Anforderungen.

2.3 Feststellung des Istzustandes

2.3.1 Allgemeines

Die Feststellung des Istzustandes ist wesentlich für eine zutreffende Bewertung des Bestandsbauwerkes. Nachfolgend genannte Angaben sollten u. a. möglichst vorhanden sein:

- Systemabmessungen und Querschnitte des Haupttragwerkes,
- Hauptbaustoffe,
- Lasteinwirkungen,
- Baujahr und zugrunde liegende Entwurfsnormen und Richtlinien,
- konstruktive Besonderheiten (z. B. Einbau von Verdrängungskörpern),
- Planungs- und Ausführungsdefizite,
- An- und Umbauten im Rahmen der Nutzung und
- baulicher Erhaltungszustand des Tragwerks.

In den folgenden Abschnitten werden Möglichkeiten aufgezeigt, diese Informationen zu gewinnen.

2.3.2 Auswertung der Bestandsdokumentation

Als primäre Quelle der Informationen ist die Bestandsdokumentation des Bauwerkes (siehe z. B. **Tabelle 2-2**) auszuwerten. In [DIN 1076:1998 und RiL 805:2008] für Ingenieurbauwerke im Zuge von Verkehrswegen und in [VDI 2010 und DBV 2007] für Hochbauwerke werden Hinweise aufgeführt, wie die Bestandsdokumentation aufzubauen ist, und welche Angaben enthalten sein sollten. Eine Zusammenfassung über die wesentlichen Kenndaten kann das Bauwerksbuch enthalten.

Tabelle 2-2 Informationsgehalt von Bauwerksdokumenten

Dokumentenart	möglicher Informationsinhalt (u. a.)
Statische Berechnung mit Prüfvermerken	Angaben zu Lastannahmen und zum Tragwerk Angaben über Tragreserven bzw. -defizite
Ausführungs- und Genehmigungsunterlagen	Angaben zur geplanten Ausführung einschließlich der Ergänzungen bzw. Änderungen im Rahmen der bautechnischen und bauordnungsrechtlichen Prüfung
Bautagebücher	Angabe über Besonderheiten bzw. außergewöhnlichen Vorkommnisse im Bauablauf Witterungsbedingungen während der Herstellung
Lieferscheine, Prüfzeugnisse	Angaben zu den vorgesehenen und eingebauten Baustoffen (z. B. Ergebnisse Baustoffüberwachung)
Zustandsaufnahmen, Bauwerksprüfberichte	Angaben zu Schäden Angaben zur Entwicklung des baulichen Erhaltungszustandes
Bauwerksbuch	Zusammenfassung wesentlicher Kenndaten Angaben zu Nutzungsänderungen, An- und Umbauten Angaben zur Instandhaltung Angaben zu besonderen Ereignissen (z. B. Brand, Wasser- bzw. Bergschäden) Angaben zu durchgeführten Untersuchungen (z. B. Gutachten, Messungen)

Sofern Bauwerksdokumente nicht mehr bzw. nicht mehr vollständig vorliegen, können einzelne Informationen auch von Bauaufsichtsbehörden und früheren Planern bzw. Fachfirmen gewonnen werden.

In Abhängigkeit des Informationsgehaltes der Bauwerksdokumente und deren Aussagequalität muss unter Berücksichtigung objektspezifischer Randbedingungen festgelegt werden, ob eine stichprobenartige Überprüfung am Bauwerk ausreichend ist oder vertiefte Bauteiluntersuchungen zum Ausgleich der Informationsdefizite notwendig sind.

2.3.3 Ortsbesichtigung und Bauwerksinspektion

Für die Bewertung von Bestandsbauwerken ist es erforderlich, eine orientierende Ortsbesichtigung durchzuführen. Die Ortsbesichtigung kann als Begehung oder als Bestandteil einer Bauwerksinspektion durchgeführt werden.

Bei der Begehung, d. h. ein als Sichtprüfung angelegter Ortstermin, können nur grundsätzliche Abweichungen von den in der Bestandsdokumentation enthaltenen Angaben sowie offensichtliche Mängel und Schäden identifiziert werden. Demgegenüber erfolgt die Bauwerksinspektion i. d. R. handnah, d. h. dass alle Oberflächen des Haupttragwerkes mit Ausnahme der konstruktionsbedingt nicht zugänglichen Bereiche (z. B. erdberührte Teile) unmittelbar geprüft werden. Schäden bzw. sonstige Auffälligkeiten (z. B. Abplatzungen, Hohlstellen, Risse, Durchfeuchtungen) können erfasst und in einer Übersicht (d. h. Schadensaufnahme bzw. -kartierung) dokumentiert werden. Exemplarisch werden Fotos angefertigt, die den allgemeinen Erhaltungszustand der einzelnen Bauteile wiedergeben. Zusätzlich kann die Bauwerksinspektion z. B. beinhalten:

- Feststellung der Betonüberdeckung,
- Ermittlung der Carbonatisierungstiefe,
- Entnahme von Bohrmehlproben zur Durchführung von Chloridanalysen,
- Bewehrungsaufnahme nach Abstand, Durchmesser und Betonüberdeckung,
- Durchführung zerstörungsfreier bzw. -behafteter Baustoffuntersuchungen (siehe auch Abschnitt 2.3.5),
- Bestimmung der vorhandenen Baumaterialien und ihres Erhaltungszustands und
- Kontrolle der Ausführung des Bestandsbauwerkes auf Übereinstimmung mit der Bestandsdokumentation (siehe auch Abschnitt 2.3.2).

Weitere Verfahren, die im Rahmen der Bauwerksinspektion angewendet werden können, sind im Detail in [Grube 1990, BAM 2007, Raupach 2008 und Raupach 2008b] zusammengefasst und beschrieben.

2.3.4 Bauwerks- und Bauteilgeometrie

Die Kenntnis über die Abmessungen des Bestandsbauwerkes ist wesentlich für die Bewertung. Sofern die Ausführungsunterlagen vorhanden sind, können sich die Untersuchungen am Bauwerk auf eine stichprobenhafte Kontrolle beschränken. Andernfalls ist i. d. R. eine Bestandsaufnahme erforderlich, aus der die Abmessungen (Querschnittsabmessungen und Systemlänge) der Hauptkonstruktion und die auf die Hauptkonstruktion einwirkenden Ausbauten hervorgeht. In Abhängigkeit der Messgenauigkeit des angewendeten Verfahrens kann die Bestandsaufnahme auch verformungsgetreu erfolgen, so dass z. B. aus dem Abgleich mit der Solllage Zusammenhänge mit Rissbildern hergestellt werden können (siehe [Seim 2007]), die ggf. eine Eingrenzung von Schadensursachen ermöglichen.

2.3.5 Baustoffeigenschaften

2.3.5.1 Allgemeines

Die in einem Bauwerk verwendeten Hauptbaustoffe bzw. deren Güte sind in Einzelfällen vollständig unbekannt. Mehrheitlich sind jedoch im Rahmen der Planung und Ausführung der Bestandsbauwerke definierte Baustoffgüten vorgesehen worden, die durch Umrechnung in aktuelle Baustoffgütebezeichnungen überführt werden können (siehe auch Anhang H).

Während Bauprodukte aus Stahl (z. B. Bewehrungsstahl, Spannstahl) unter industriellen Bedingungen in einem Produktionswerk hergestellt werden, wird der Baustoff Beton handwerklich hergestellt und verarbeitet. Aus der verarbeitungsbedingten Streuung der Werkstoffeigenschaften können Abweichungen in den Baustoffgüten auftreten. Im Rahmen der Herstellung von Betonbauteilen werden daher Vorhaltemaße eingesetzt, damit die im Planungsprozess mindestens geforderte Betongüte eingehalten werden kann. Bei der Bewertung eines Bestandsbauwerkes ist jedoch die wirkliche Baustoffgüte von Interesse. Hinzu kommt, dass Baustoffe im Laufe ihrer Nutzung einer Alterung unterliegen, die Einfluss auf maßgebende Eigenschaften (z. B. Festigkeit, Steifigkeit, Duktilität) der Baustoffe und so Auswirkungen auf das Tragwerk haben kann.

Aus diesen Gründen kann es notwendig sein, die Baustoffeigenschaften unmittelbar am Bauwerk durch zerstörungsfreie und zerstörende Untersuchungen zu quantifizieren. Aufgrund der deutlich größeren Abweichungsmöglichkeiten beim Baustoff Beton werden nachfolgend Besonderheiten bei der Ermittlung der Betondruckfestigkeit an bestehenden Bauwerken zur Identifikation der Betongüte beschrieben.

2.3.5.2 Probenahmekonzept

Für die Ermittlung der Baustoffeigenschaften ist das Bestandsbauwerk in Prüfbereiche zu unterteilen. Die Prüfbereiche folgen aus den Herstellungsabläufen, wie z. B. Bauabschnitten. Innerhalb dieser Bereiche kann von einer gemeinsamen Grundgesamtheit der zu betrachtenden Baustoffeigenschaften ausgegangen werden. Die einzelnen Messstellen bzw. Entnahmeorte können sich z. B. aus der Zugänglichkeit ergeben und sollten derart festgelegt werden, so dass die Proben quasi zufällig, d. h. ausschließlich augenscheinlich weder aus ungünstigen noch aus günstigen Bereichen, entnommen werden.

2.3.5.3 Probekörperanzahl und Versuchsauswertung

Für die Bestimmung der Betongüte müssen nach [DIN EN 13791:2008-05] mindestens drei unabhängige Proben aus dem Prüfbereich entnommen und analysiert werden. Eine Begrenzung der Probenanzahl ergibt sich aus Überlegungen zur Wirtschaftlichkeit und zur Vermeidung einer intensiven Schädigung des Tragwerks. Allgemein gilt jedoch, dass je geringer die Anzahl der Proben ist, desto geringer ist die Baustoffgüte anzunehmen, da aufgrund vermeintlich nicht identifizierter Streuungen die Festigkeitsannahmen auf der sicheren Seite liegen müssen. Weitere Empfehlungen hinsichtlich geeigneter Probekörperanzahlen sind in den maßgebenden, technischen Baubestimmungen (wie z. B. [DIN EN 13791:2008-05]) nicht enthalten.

Um eine geeignete Probenanzahl festlegen zu können, ist es zweckmäßig, statistische Überlegungen entsprechend den objektspezifischen Gegebenheiten anzustellen. Geht man von der Ermittlung der Betondruckfestigkeit aus, so ergibt sich nach [DIN EN 1990:2002] aus

$$f_{ck} = \bar{x} \cdot (1 - k_n \cdot V_{\bar{x}}) \quad (2.1)$$

mit:	\bar{x}	Mittelwert der Probendruckfestigkeit
	$V_{\bar{x}}$	Variationskoeffizient der Probendruckfestigkeit
		$V_{\bar{x}} = s/\bar{x}$
	k_n	Koeffizient in Abhängigkeit der Probenanzahl n für eine Unterschreitungswahrscheinlichkeit von 5 %
		$k_n = t_{n-1;0,05} \cdot \sqrt{1+1/n}$
	n	Probenanzahl

die charakteristische Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit der Probenanzahl. Allgemein folgt hieraus, dass die erforderliche Probekörperanzahl aus dem Schätzwert

der Standardabweichung der betrachteten Zufallsgröße für den einseitigen Fall (d. h. alternative Betrachtung des oberen und unteren Quantilwertes) mit

$$n \geq \left(\frac{t_{n-1;1-\alpha} \cdot \sqrt{1+1/n} \cdot \hat{s}}{\Delta x_p} \right)^2 \quad (2.2)$$

mit: Δx_p Differenz als Maß der Güte der Schätzung

\hat{s} Schätzwert der Standardabweichung der betrachteten Zufallsgröße

und für den zweiseitigen Fall (d. h. gleichzeitige Betrachtung des oberen und unteren Quantilwertes) mit

$$n \geq \left(\frac{2 \cdot t_{n-1;1-\alpha/2} \cdot \sqrt{1+1/n} \cdot \hat{s}}{\Delta x_p} \right)^2 \quad (2.3)$$

angenähert werden kann. Dabei wird die angestrebte Güte der Schätzung durch eine zulässige Differenz beschrieben. Da i. d. R. eine untere Eingrenzung der Baustoffgüte (siehe z. B. Mindestbetondruckfestigkeit) angestrebt wird, wird nachfolgend ausschließlich der einseitige Fall weitergehend betrachtet.

Die notwendige Versuchsanzahl in Abhängigkeit des Schätzwertes der Standardabweichung und der Differenz als Maß der Güte der Schätzung ist in **Abb. 2-1** auf Basis von Gl. (2.2) dargestellt. Daraus folgt, dass je größer die Streuungen der Zufallsgröße sind und je genauer die betrachteten Eigenschaften ermittelt werden sollen, mehr Versuche durchgeführt werden müssen.

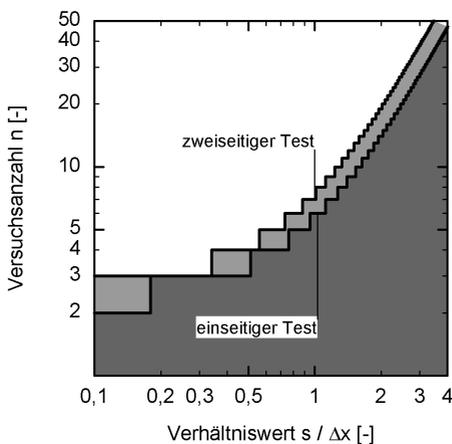


Abb. 2-1 Notwendige Versuchsanzahl

Nach [Caspelle 2010 und JCSS 2000] können unscharfe Information über die Standardabweichung der Grundgesamtheit zu einer Verbesserung der Aussagekraft bei verhältnismäßig geringer Probekörperanzahl genutzt werden (siehe auch Abschnitt 3.5). Dieser Ansatz kann mit

$$\hat{f}_{ck} = \bar{x} \cdot (1 - k_n^* \cdot V_{\bar{x}}) \quad (2.4)$$

mit: k_n^* Koeffizient in Abhängigkeit der Probenanzahl n für eine Unterschreitungswahrscheinlichkeit von 5 %

$$k_n^* = t_{v'', 0,05} \cdot \sqrt{1 + 1/n} \cdot (s''/s)$$

s'' Posterior Standardabweichung

$$s'' = \sqrt{\frac{1}{v''} \cdot (v' \cdot \sigma'^2 + (n-1) \cdot s^2)}$$

σ' Prior-Parameter nach **Tabelle 2-3**

v'' Posterior-Freiheitsgrad

$$v'' = v' + n$$

v' Prior-Parameter nach **Tabelle 2-3**

beschrieben werden und ist in **Abb. 2-2** mit den Eingangswerten aus **Tabelle 2-3** grafisch aufbereitet. Aus dem erwarteten Mittelwert und der maximal (z. B. für die Erfüllung rechnerischer Nachweise) möglichen Reduktion des Rechenwertes der Druckfestigkeit durch den Quantilbeiwert ergibt sich unter Ansatz der vermuteten Standardabweichung (siehe auch Anhang B) die erforderliche Probenanzahl.

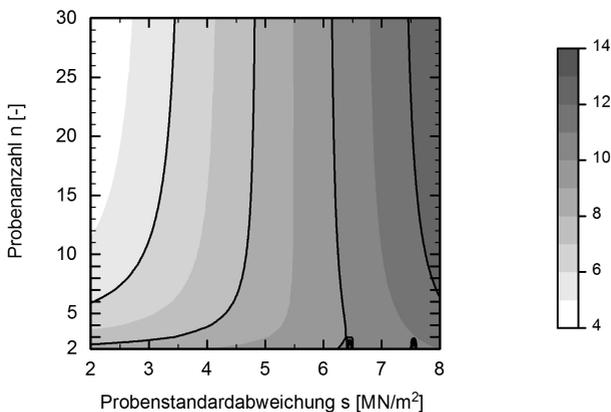


Abb. 2-2 Erforderliche Probenanzahl für eine Unterschreitungswahrscheinlichkeit von 5 % in Abhängigkeit der Probenstandardabweichung und der Reduktion des Mittelwertes durch den Quantilbeiwert bei Transportbeton in Anlehnung an [Caspelle 2010]

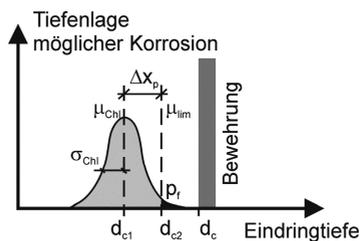
Tabelle 2-3 Prior-Parameter zur Betondruckfestigkeit aus [JCSS 2000]

Art der Betonherstellung	σ'	v'
Ortbeton	4,44	3,17
Transportbeton	4,11	4,71
Beton aus Fertigteilwerk	3,66	3,57

Der zuvor dargestellte Zusammenhang für die Festlegung einer Probenanzahl für die Ermittlung der Betondruckfestigkeit kann auf andere Untersuchungen übertragen werden. Mit Gl. (2.2) kann z. B. in Anlehnung an [LIFECON 2003] die erforderliche Probekörperanzahl zur Identifikation eines geeigneten Instandsetzungszeitpunktes bei einem chloridbeaufschlagten Betonbauwerk zu

$$n \geq \left(\frac{t_{n-1;1-\alpha} \cdot \sqrt{1+1/n} \cdot \sigma_{Chl}}{\mu_{lim} - \mu_{Chl}} \right)^2 \quad (2.5)$$

unter der Annahme, dass die Beschichtung aufgebracht werden soll, wenn der korrosionsauslösende Chloridgehalt in einer festgelegten Tiefenlage gerade noch unterhalb eines definierten Grenzwertes liegt (siehe auch **Abb. 2-3**).

**Abb. 2-3** Feststellung eines Instandsetzungszeitpunktes durch Probenentnahme

2.3.5.4 Betondruckfestigkeit

Die Betondruckfestigkeit kann mit direkten, d. h. zerstörungsbehafteten, und indirekten, d. h. zerstörungsfreien bzw. zerstörungsarmen, Prüfverfahren ermittelt werden. Die Auswertung kann beispielsweise nach [DIN EN 13791:2008-05] (siehe auch Abschnitt 2.3.5.3) erfolgen.

Als zerstörungsfreies Prüfverfahren wird häufig aufgrund der einfachen Handhabbarkeit die Rückprallhammer-Methode genutzt, bei der durch einen Schlagimpuls das elastische Verhalten der Betonrandzone bestimmt wird. Je weicher die

Randzone ist, desto mehr Schlagenergie wird absorbiert. Als Ergebnis der Messung ergibt sich ein Skalenwert, der das Verhältnis zwischen verbliebener und ursprünglicher Schlagenergie als Prozentwert beschreibt. Zu beachten ist, dass aufgrund der Messmimik innerhalb des Rückprallhammers bereits eine Energieverminderung auftritt (ca. 20 % bei Rückprallhammer Typ N nach [DIN EN 13791:2008-05]).

Durch normativ festgelegte oder objektspezifisch ermittelte Kalibrierkurven können aus den Rückprallhammerwerten Betondruckfestigkeiten abgeleitet werden. Bei der Anwendung ist zu beachten, dass durch die Carbonatisierung der Betonrandzone das elastische Verhalten verändert wird, was zu einer Reduzierung der verbleibenden Schlagenergie führt. Daher ist bei Bestandsbauwerken zunächst die Carbonatisierungstiefe festzustellen. Ab einer Carbonatisierungstiefe von 5 mm kann nach [DIN EN 13791:2008-05] eine Relation zwischen Rückprallhammerwert und Betondruckfestigkeit nicht in jedem Fall bestimmt werden, so dass eine Anwendung der Rückprallhammer-Methode auf diesen Grenzwert normativ beschränkt wird.

In [Proceq 2003] werden versuchsbasierte Angaben zum Zusammenhang zwischen Rückprallhammerwert und der Tiefe der carbonatisierten Randzone aus [China-Norm JGJ/T23-2001] ausgewertet und zur Anwendung bei größeren Carbonatisierungstiefen empfohlen. Eigenen Vergleichsberechnungen zufolge können die in Abhängigkeit des Wertebereiches der Rückprallhammermessung beschriebenen Zusammenhänge durch

$$R \approx \left(1,0 - \frac{1}{15} \cdot x_c\right) \cdot R_c \geq 0,6 \cdot R_c \quad (2.6)$$

mit:

R	Korrigierter Rückprallhammerwert
R_c	Rückprallhammerwert bei carbonatisierter Randzone
x_c	carbonatisierter Tiefenbereich in [mm]

ausreichend genau für normalfeste Betone bis etwa einer Betongüte C50/60 zusammengefasst werden. Demnach wird die gemessene Schlagenergie um max. 40 % bei Carbonatisierungstiefen oberhalb von 6 mm vermindert. Zu beachten ist jedoch, dass die Zusammenhänge nach [China-Norm JGJ/T23-2001] bzw. Gl. (2.6) jeweils nur eine Näherung zur Abschätzung der Betondruckfestigkeit auf Basis zerstörungsfreier Verfahren darstellen.

Unabhängig von der Fragestellung zur Umrechnung der Rückprallhammerwerte in Betondruckfestigkeiten kann durch die Rückprallhammer-Methode eine Aussage zur Homogenität der Betongüte getroffen werden, wenn die Streuungen der Rück-

prallhammerwerte für Bereiche mit gleichen Betoneigenschaften (z. B. auch hinsichtlich Carbonatisierungstiefe) ausgewertet werden.

Durch die Anwendung zerstörungsbehalteter Prüfverfahren kann die Betondruckfestigkeit mit einer sehr hohen Aussagegenauigkeit bestimmt werden. Hierbei werden Betonbohrkerne entnommen und die Druckfestigkeit im Labor ermittelt. [DIN EN 13791:2008-05] sieht hinsichtlich der Probekörpergeometrie (siehe auch **Abb. 2-4**) einen Bohrkernendurchmesser und eine Bohrkernlänge von 15 cm oder alternativ 10 cm vor. Erfolgt die Prüfung der Betondruckfestigkeit an trocken gelagerten Proben, so können nach [DIN EN 13791:2008-05] die hieraus gewonnenen Prüfergebnisse der Betondruckfestigkeiten näherungsweise den Betondruckfestigkeiten nass gelagerter Probekörper in Würfelform mit Kantenlängen von 15 cm gleichgesetzt werden. Der Einfluss der nassen Lagerung der Probekörper ist gegenüber der trockenen Lagerung durch eine Festigkeitsabminderung auf 92 % berücksichtigt. Bei Bohrkernendurchmessern kleiner 100 mm ist eine zusätzliche Abminderung mit dem Faktor 0,9 vorzusehen (siehe [DIN EN 13791:2008-05]).

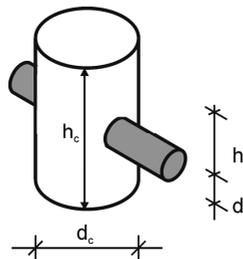


Abb. 2-4 Geometrieparameter des Probezylinders mit Bewehrungsstab

Aus dem Verhältniswert zwischen Zylinder- und Würfeldruckfestigkeit nach [DIN 1045-2:2008], der für Betongüten zwischen C12/15 und C100/115 im Mittel zu 0,82 (Wertebereich von 0,78 bis 0,87 ist im Wesentlichen durch Rundungen zu erklären) angesetzt wird, kann hieraus die Zylinderdruckfestigkeit durch

$$\begin{aligned} f_{c,zyl,m} &\cong 0,82 \cdot f_{c,Bohrkern d=15\text{ cm}} \\ &\cong 0,82 \cdot f_{c,Bohrkern d=10\text{ cm}} \end{aligned} \quad (2.7)$$

$$f_{c,zyl,m} \cong 0,9 \cdot 0,82 \cdot f_{c,Bohrkern d < 10\text{ cm}} \quad (2.8)$$

beschrieben werden. Sofern aufgrund geometrischer Randbedingungen bei der Probennahme nicht die normativen Abmessungen des Zylinders verwendet werden

können, kann mit der Beziehung nach Dutron (siehe [Bergmeister 2008, S. 189]) eine Modifikation der an Probekörpern ermittelten Druckfestigkeit durch

$$f_{c,2yl} \sim \frac{0,85}{0,65 + \frac{0,7}{\left(1 + \frac{d_c}{20}\right) \cdot \left(\frac{h_c}{d_c}\right)^{1,25}}} \cdot f_{c,Bohrkern} \quad (2.9)$$

mit: d_c Durchmesser des Bohrkerns in [mm]
 h_c Höhe des Bohrkerns in [mm]

in Verbindung mit den Bezeichnungen nach **Abb. 2-4** erfolgen. Die nichtlineare Abhängigkeit der Parameter wird in [Schickert 1981] bestätigt. Aufbauend auf einer Normierung dieser Beziehung auf die in [DIN 1045-2:2008] vorgesehenen Probekörperabmessungen ($d_c/h_c = 15 \text{ cm}/30 \text{ cm}$) und unter Berücksichtigung des Lagerungseinflusses durch eine Festigkeitsverminderung auf 92 % kann mit

$$f_{c,2yl,m} = \frac{0,630 \cdot f_{c,Bohrkern}}{0,65 + \frac{0,7}{\left(1 + \frac{d_c}{20}\right) \cdot \left(\frac{h_c}{d_c}\right)^{1,25}}} = \Psi \cdot f_{c,Bohrkern} \quad (2.10)$$

mit: d_c Durchmesser des Bohrkerns in [mm]
 h_c Höhe des Bohrkerns in [mm]
 Ψ Beiwert (siehe auch **Abb. 2-5**)

die Betondruckfestigkeit für beliebige Bohrkernabmessungen bestimmt werden. Gl. (2.10) ist in **Abb. 2-5** für unterschiedliche Bohrkern Durchmesser ausgewertet. Hieraus ist erkennbar, dass der Beiwert nach Gl. (2.10) für Zylinderproben mit $d_c = h_c = 10 \text{ cm}$ identische Werte wie Gl. (2.7) annimmt. Die zusätzliche Abminderung für Bohrkern Durchmesser kleiner 10 cm nach Gl. (2.8) ergibt sich ebenfalls aus diesem Zusammenhang.

Können Einschlüsse von Bewehrungsstäben im Probekörper nicht vermieden werden, so kann diese lokale Störung bei der Bestimmung der wirklichkeitsnahen Druckfestigkeit nach [Concrete Society 1976] mit

$$f_{c,m} = \frac{f_{c,Bohrkern}}{1,0 + 1,5 \cdot \frac{\sum_i (d_{s,i} \cdot h_{s,i})}{d_c \cdot h_c}} \quad (2.11)$$

mit: d_s Durchmesser des Bewehrungsstahls (siehe auch **Abb. 2-4**)
 h_s Höhenlage des Bewehrungsstahls (siehe auch **Abb. 2-4**)

berücksichtigt werden. Eine Störung der oberflächennahen Struktur des Bohrkerns bei der Probenentnahme kann zusätzlich durch

$$f_{c,m} = \left(\frac{f_{c,Bohrkern}}{0,83} \right)^{\frac{1}{1,10}} \quad (2.12)$$

ausgeglichen werden (siehe [Bergmeister 2008, S. 189]).

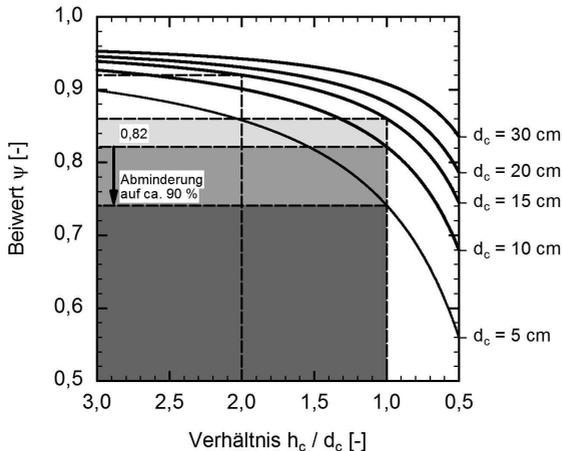


Abb. 2-5 Beiwert zur Umrechnung von an unterschiedlichen Probeabmessungen ermittelten Druckfestigkeiten auf den Bezugswert nach [DIN 1045-2:2008] (Zylinderprobe $d_c/h_c = 15/30$ cm)

Sind Luftporen in größerer Anzahl vorhanden, reduziert sich die Bohrkernfestigkeit bei 3 % Luftporengehalt nach [Concrete Society 1976] um etwa 28 % (Reduktion um 50 % bei 5 % Luftporengehalt).

Werden neben der Betondruckfestigkeit noch weitere Betoneigenschaften versuchstechnisch ermittelt (z. B. die Betonzugfestigkeit), so ist zu berücksichtigen, dass aufgrund der Entnahmerichtung und der durch die Herstellung bzw. sonstiger Randbedingungen eingetretenen Vorschädigungen eine Verfälschung der Versuchsergebnisse möglich ist.

In **Abb. 2-6** ist zur Verdeutlichung der Problematik exemplarisch ein Deckenbauteil dargestellt. Aufgrund der Betonierrichtung wäre es möglich, dass infolge verstärkten Blutens oder unsachgemäßer Nachverdichtung plastische Verformungen während der Erhärtungsphase auftreten, die beispielsweise zu einer horizontal, verlaufenden Schädigung der Kontaktzone im Gefüge führen können.

Wird aus einem derartig veränderten Bereich des Bauteils ein Bohrkern entnommen und eine Prüfung durch Druck-, Zug- und Spaltzugversuche durchgeführt, ergeben sich aufgrund der Kontaktzonenschwächung im Vergleich zur eigentlichen realisierten Betongüte verhältnismäßig niedrige Werte. Die Problematik wird in **Abb. 2-7** deutlich. Der Ort der Bohrkernentnahmestelle sollte daher in der Art festgelegt werden, dass der Einfluss der Gefügeorientierung möglichst gering ist.

In [Concrete Society 1976] wird ausgeführt, dass im Rahmen einer Versuchsserie Bohrkern, die senkrecht zur Betonierrichtung entnommen wurden, eine im Mittel um 7 % bis 9 % geringere Betondruckfestigkeit aufwiesen als Bohrkern, die parallel zur Betonierrichtung (entspricht **Abb. 2-7**) gewonnen wurden. Zusätzlich sank die Festigkeit unabhängig von der Entnahmerichtung auf einen Wert von etwa 83 % der Referenzfestigkeit, sofern der Bohrkern oberseitig aus der häufig entmischten Betonrandzone entnommen wurde.

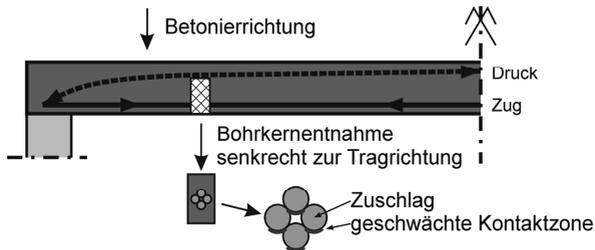


Abb. 2-6 Exemplarischer Entnahmestellenort eines Bohrkerns, Orientierung des Bohrkerns zur Krafttrichtung und mögliche Fehlstellen aufgrund von Einflüssen aus der Betonierrichtung

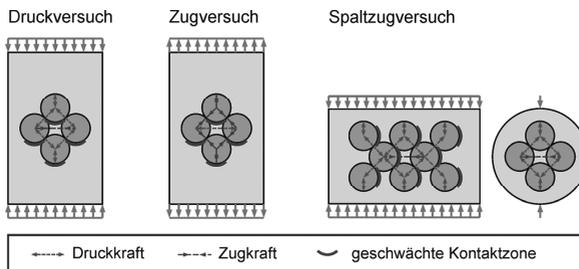


Abb. 2-7 Auswirkung einer geschwächten Kontaktzone bei der Durchführung von Druck-, Zug- und Spaltzugversuchen

2.4 Bewertungskonzepte

2.4.1 Konzepte bestehender Regelwerke

In Abschnitt 2.1 sind exemplarisch Regelwerke zusammengestellt, die Hinweise auf die Bewertung bestehender Bauwerke enthalten. Eine Übersicht über international verwendete Konzepte zur Organisation bzw. Durchführung der Bauwerksprüfung und der Bewertung der Prüfergebnisse sind in [Strauss 2008 und Zilch 2011]) zusammengestellt. Innerhalb der einzelnen Regelwerke werden teilweise unterschiedliche Kriterien zur Bewertung herangezogen. Typische Kriterien und deren Definitionen, wobei in Abhängigkeit des jeweiligen Regelwerkes abweichende Begrifflichkeit bzw. Definitionen gebraucht werden können, sind:

- Standsicherheit: Kriterium zur Bewertung der Tragfähigkeit eines Bauwerkes oder eines wesentlichen, tragenden Bauteils gegenüber den Lasteinwirkungen.
- Dauerhaftigkeit: Kriterium zur Bewertung der Widerstandsfähigkeit eines Bauwerkes bzw. Bauteils gegenüber den Einwirkungen hinsichtlich der daraus folgenden Nutzungsdauer unter Sicherstellung der Standsicherheit und Verkehrssicherheit.
- Verkehrssicherheit: Kriterium zur Bewertung der Anforderungen an Sicherheit und Ordnung hinsichtlich der gefahrlosen und bestimmungsgemäßen Nutzung eines Bauwerkes.
- Verfügbarkeit: Kriterium zur Bewertung der Betriebssicherheit, d. h. der Möglichkeit eines Bauwerkes zur uneingeschränkten Erfüllung definierter Anforderungen innerhalb eines vereinbarten Zeitrahmens.

Aus der Zusammenstellung wird deutlich, dass die Bewertungskriterien von unterschiedlichen Interessen bzw. Zielsetzungen geprägt sein können. Während die Kriterien „Standsicherheit“ und „Verkehrssicherheit“ öffentliche bzw. staatliche Forderungen (siehe z. B. § 12 und § 16 in [ARGEBAU 2002]) behandeln, zielt das Kriterium „Verfügbarkeit“ auf Gebrauchseigenschaften und damit überwiegend auf Nutzungs- und Eigentümeranforderungen.

Im Bereich großer, einheitlicher Bauwerksbestände erfolgt die Bewertung auf Basis der einzelnen Kriterien mit Zustandsnoten (siehe z. B. [DIN 1076:1998, BMVBS 2007 und BAW 2010]). Dabei werden überwiegend die an einzelnen Bauteilen gemachten Befunde katalogbasierten Schadensbeispielen zugeordnet. Die für die Schadensbeispiele vorgesehenen Zustandsnoten (z. B. zur Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit nach [BMVBS 2007]) werden auf das betrachtete Bauteil übertragen. Als Befunde werden Mängel, d. h. Abweichungen,

aus denen eine negative Beeinträchtigung folgt, oder Schäden, d. h. Veränderung des Zustandes, aus denen eine Beeinträchtigung folgen kann, gleichermaßen durch die Schadensbeispiele erfasst. Aus den Zustandsnoten wird unter Berücksichtigung vorgegebener Wichtungen eine Zustandsgesamtnote gebildet (siehe auch z. B. Zusammenstellung in [Strauss 2008 und Zilch 2011]), wobei bei der Bildung der Zustandsgesamtnote sowohl die Zustandsnoten der einzelnen Kriterien als auch die Zustandsnoten aller Bauteile zusammengefasst werden.

Diese einheitliche Vorgehensweise ermöglicht eine Dringlichkeitsreihung innerhalb des Bauwerksbestandes. Sie führt jedoch gleichzeitig zu einer starken Pauschalisierung, bei der objektspezifische Aspekte nicht oder nur untergeordnet einfließen können.

Exemplarisch wird dies am Beispiel des Kriteriums „Dauerhaftigkeit“ deutlich, welches die zeitliche Entwicklung bestimmter Eigenschaften bzw. die Schadensausweitung und -intensivierung thematisiert. Die Bewertung eines Schadens erfolgt über die beschriebene, schematische Vorgehensweise ausschließlich für den bei der Bauwerksprüfung vorgefundenen Zustand. Die Kenntnis über die Zustandsentwicklung, z. B. gewonnen aus dem Vergleich mit Befunden vorausgegangener Bauwerksprüfung, wird nicht berücksichtigt. Dies ist jedoch notwendig, um unter Berücksichtigung der spezifischen Randbedingungen den zeitabhängigen, künftigen Schädigungsverlauf besser abschätzen zu können und damit eine zutreffende Bewertung der Dauerhaftigkeit zu ermöglichen.

Einzelbauwerke, bei denen kein Bewertungsschema vorgegeben ist, oder die aufgrund abweichender Merkmale (z. B. hinsichtlich Tragwerk oder Schadensausprägung) nicht in einem entsprechenden Schema abgebildet werden können, müssen individuell beurteilt werden. Bei komplexen, schwerwiegenden oder unklaren Schadensbildern sieht hierzu z. B. [DIN 1076:1998 und BMVBS 2007] eine objektbezogene Schadensanalyse (OSA) vor, die auf Basis eines Leitfadens (siehe [BMVBS 2004]) durchzuführen ist:

1. Durchführung einer Bauwerksprüfung nach [DIN 1076:1998],
2. Bewertung der Einzelschäden hinsichtlich den Kriterien Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit anhand katalogbasierter Schadensbilder, Ermittlung der Zustandsnote nach [BMVBS 2007] und Dokumentation der Ergebnisse in einem Zustandsbericht,
3. Erstellung eines Gutachtens über die zu untersuchende Auffälligkeit und
4. Aktualisierung des Zustandsberichtes.

Hinsichtlich der Abfassung des Gutachtens wird in [BMVBS 2004] lediglich der Aufbau, nicht jedoch die anzuwendenden Analysemethoden oder weitergehende Bewertungsmethoden etc. vorgegeben, so dass letztlich die Vorgehensweise und die Güte der Bewertung abhängig von den handelnden Einzelpersonen sind. In vergleichbaren Regelwerken (siehe z. B. [DBV 2007 und VDI 2010]) wird ebenfalls nur allgemein auf die Erstellung von Gutachten verwiesen, sofern Auffälligkeiten am Bauwerk bzw. einzelner Bauteile festgestellt bzw. Investitionsentscheidungen (z. B. hinsichtlich der Weiternutzung bzw. Umbauten) vorgesehen sind.

2.4.2 Anforderungen an eine Weiterentwicklung

Aus den vorausgegangenen Betrachtungen kann abgeleitet werden, dass die Bewertung bestehender Bauwerke durch eine Vielzahl von Regelwerken thematisiert wird. Im Bereich großer Bauwerksbestände (siehe z. B. Ingenieurbauwerke im Zuge des Bundesfernstraßen- bzw. Bundeswassernetzes) ist im Regelfall die Vorgehensweise zur Bewertung schematisiert, während allgemein für eine gutachtliche Beurteilung keine weitergehenden Vorgaben vorgesehen sind. Die bestehenden, katalogbasierten Konzepte weisen folgende Schwächen auf:

- Eine Beurteilung anhand von Katalogschäden führt zu einer Vereinheitlichung der Bewertung, jedoch werden objektspezifische Randbedingungen nicht oder nur untergeordnet berücksichtigt. Eine Zustandsprognose, die wesentlich für die Beurteilung des Kriteriums „Dauerhaftigkeit“ ist, kann auf dieser Basis nur bedingt durchgeführt werden.
- Die in den bestehenden Bewertungskonzepten verwendeten Notennstufen orientieren sich vorwiegend an visuellen Inspektionsergebnissen. Die bereits vor der Entstehung eines visuellen Schadens eintretenden Zustandsveränderungen (z. B. Eindringen der Carbonatisierungsfront in den Beton) und deren zukünftige Auswirkungen können nur mittelbar (siehe z. B. [Zilch 2011]) berücksichtigt werden.
- Die Bildung einer Zustandsgesamtnote setzt eine Wichtung der einzelnen Zustandsnoten voraus. Die Wichtung bezieht sich dabei sowohl auf die Überlagerung unterschiedlicher Bewertungskriterien als auch eine Zusammenfassung der einzelnen Zustandsnoten aller Bauteile. Dieses Vorgehen führt zu erheblichen Vereinfachungen, die letztlich nur eine Aussage über den durchschnittlichen Zustand des Bauwerkes zulassen.
- Das Kriterium „Standicherheit“ wird in allen genannten Konzepten berücksichtigt. Eine Bewertung dieses Aspektes setzt die genaue Kenntnis des Tragverhaltens voraus, die auf Basis visueller Feststellungen nur bedingt gewonnen

werden kann. Zusätzlich werden durch die Wichtung die Zustandsnoten der einzelnen Bauteile zum Kriterium „Standicherheit“ zu einer Zustandsgesamtnote vereinigt. Dabei können die wirklichen Abhängigkeiten einzelner Bauteile in ihrem Tragverhalten nicht objektspezifisch erfasst werden.

Die in einigen Konzepten vorgesehene, gutachtliche Bewertung des Einzelfalls ermöglicht eine objektspezifische Vorgehensweise. Schwächen können sich jedoch dadurch ergeben, dass keine einheitlichen Bewertungskriterien verwendet werden, qualitative Unterschiede zwischen zwei Bewertungen entstehen und aufgrund falscher Herangehensweise bzw. der Nichtverwendung verfügbarer Informationen die Begutachtung mit einem verhältnismäßig hohen Aufwand erfolgt. Aus diesen Schwächen ergeben sich Anforderungen an die Weiterentwicklung eines Konzeptes zur Bewertung bestehender Bauwerke. Diese Anforderungen sind im Wesentlichen:

- Das Konzept muss unabhängig von einem bestimmten Bauwerkstyp auf Stahlbeton- und Spannbetonbauwerke anwendbar sein. Es sollte die objektspezifischen Randbedingungen berücksichtigen könnten.
- Die Bewertungsebene (z. B. Bauwerk, Bauteil oder lokale Bauteilfläche) sollte in Abhängigkeit der Zielsetzung der Bewertung frei gewählt werden können.
- Alle verfügbaren Vorinformationen über das Bewertungsobjekt (z. B. Angaben aus Bestandsdokumentation, Ergebnisse der Ortsbesichtigung bzw. Bauwerksinspektion, Angaben zu den Baustoffeigenschaften) müssen in die Bewertung mit aufgenommen werden können.
- Das Konzept sollte mehrstufig angelegt sein, um den Aufwand für die Erhebung zusätzlicher Informationen begrenzen zu können.
- Die Bewertungskriterien sollten allgemein definiert sein. In [GruSiBau 1981, DIN 1055-100:2001 und DIN EN 1990:2002] werden als übergeordnete Kriterien für die Auslegung und die Beurteilung von Bauwerken die Begriffe Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit eingeführt. Diese zentralen Begriffe sind fester Bestandteil der Nachweiskonzepte aktueller Normen und sollten daher auch auf bestehende Bauwerke angewendet werden.
- Die Bewertung eines bestehenden Bauwerkes sollte gegenüber den definierten Bewertungskriterien objektiv erfolgen können. Bei der Bewertung sollte ebenfalls die Qualität der Bewertungsgrundlagen (siehe z. B. Unterschied zwischen einer Bewertung auf Basis von Annahmen oder auf Basis von detaillierten Bauwerksuntersuchungen) berücksichtigt werden. Beide Anforderungen lassen sich durch Einsatz der Zuverlässigkeitstheorie realisieren, die ebenfalls Bestandteil der Nachweiskonzepte aktueller Normen auf Basis von [DIN 1055-100:2001] ist.

2.5 Schlussfolgerungen und weiteres Vorgehen

In den vorausgehenden Unterkapiteln wurde aufgezeigt, dass bei der Bewertung bestehender Bauwerke eine gegenüber dem Entwurf neu zu errichtender Bauwerke abweichende Vorgehensweise angewendet werden muss.

Von wesentlicher Bedeutung für die Bewertung bestehender Bauwerke ist die Kenntnis des Istzustandes. Informationen hierüber können auf unterschiedliche Weise (z. B. Auswertung von Bestandsunterlagen oder Durchführung von Bauwerksuntersuchungen) gewonnen werden. Die Kenntnis über die vorgestellten Verfahren zur Feststellung des Istzustandes bildet die Grundlage für das nachfolgend entwickelte Bewertungskonzept.

Abschließend wurden Anforderungen für die Weiterentwicklung bestehender Bewertungskonzepte definiert. In den folgenden Abschnitten werden darauf aufbauend einzelne Module dieses Bewertungskonzeptes vertiefend betrachtet. Die einzelnen Module sind Zuverlässigkeitstheorie (siehe Abschnitt 3), Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit (siehe Abschnitt 4) und Dauerhaftigkeit (siehe Abschnitt 5).

Neben den zuvor beschriebenen, grundlegenden Feststellungen zum Istzustand sind für die zuverlässigkeitsorientierte Bewertung weitergehende Vorinformationen über das betrachtete Tragwerk notwendig. Ein Teil dieser Informationen kann bereits aus der Kenntnis der zum Errichtungszeitpunkt des Bauwerkes maßgebenden Normen bzw. der Herstellungsverfahren abgeleitet werden. Die hierfür notwendigen Auswertungen sind in Teilmodulen in Abschnitt 6 zusammengestellt.

In Abschnitt 7 werden basierend auf den in Abschnitt 3 bis 5 zusammengestellten Grundmodule erweiterte Methoden zur Zustandsbewertung in Form von Teilmodulen entwickelt.

Abschließend werden die Module aus den Abschnitten 3 bis 7 aufgegriffen und in einem zuverlässigkeitsorientierten Bewertungskonzept für bestehende Bauwerke aus Stahlbeton und Spannbeton in Abschnitt 8 integriert.

3 Grundlagen der Zuverlässigkeitstheorie

3.1 Sicherheit im Bauwesen und Anforderungen an Bauwerke

Eine Bemessung im konstruktiven Ingenieurbau erfolgt mit dem Grundgedanken, dass allen Gefährdungen, denen ein Bauwerk aufgrund des Standortes, der Bauart, der Funktion und der Verwendung ausgesetzt sein kann, in angemessener Weise durch entsprechende Maßnahmen begegnet werden muss. Dabei ergeben sich die Gefährdungen insbesondere aus der natürlichen und technischen Umwelt, aber auch durch menschliche Fehler.

In **Tabelle 3-1** sind in Anlehnung an [GruSiBau 1981] unterschiedliche Gefährdungsarten mit Beispielen belegt. Eine weitergehende Differenzierung kann hinsichtlich der möglichen Folgen, der Häufigkeit und Dauer sowie der möglichen Abwehrmaßnahmen vorgenommen werden.

Tabelle 3-1 Potentielle Gefährdungen eines Bauwerks in Anlehnung an [GruSiBau 1981]

Gefährdungsart	Beispiele
natürliche Umwelt	klimatische Einwirkungen (z. B. Wind, Schnee, Eis, Temperaturen) geophysikalische Einwirkungen Umwelteinwirkungen mit Dauerhaftigkeitseinfluss (z. B. Korrosion, Ermüdung)
technische Umwelt	Überschreitung rechnerischer Lastannahmen (z. B. Nutzlasten) außergewöhnliche Nutzungseinwirkungen (z. B. Brand, Explosion) umgebungsbedingte Einwirkungen (z. B. Fahrzeuganprall, chem. Einwirkung aus Streusalz im Rahmen des Winterdienstes) herstellungsbedingte Unterschreitung rechnerischer Widerstände (z. B. statische Höhe, Baustoffgüte) Umwelteinwirkungen mit Dauerhaftigkeitseinfluss (z. B. Korrosion, Ermüdung)
menschliche Fehler	Fehlleistungen während der Planung, Errichtung bzw. Nutzung des Bauwerks (z. B. durch subjektiv nicht erkannte oder objektiv nicht bekannte Gefährdungen)

Das Antwortverhalten des Bauwerks gegenüber den gefährdungserzeugenden Einwirkungen kann aufgrund der unterschiedlichen Einwirkungsarten und -größen sehr unterschiedlich sein. Es ist daher zweckmäßig, die Sicherheit eines Tragwerks gegenüber diesen Einwirkungen getrennt für jede Einwirkungsart zu bestimmen, wobei die Interaktionen verschiedener Einwirkungsarten berücksichtigt werden

müssen. Aus dieser Überlegung folgt die Methode der Grenzzustände. Da die Konsequenzen bei einer Grenzzustandsüberschreitung jedoch unterschiedlich sein können, ist es zur Erzielung einer ausreichenden Sicherheit aber auch im Hinblick auf eine wirtschaftliche Abwägung notwendig, weitergehend zwischen der Bedeutung einzelner Grenzzustände zu differenzieren.

Im Allgemeinen (siehe auch [GruSiBau 1981, DIN 1055-100:2001 und DIN EN 1990:2002]) werden die möglichen Grenzzustände wie folgt kategorisiert:

- Grenzzustand der Tragfähigkeit: Zustand des Tragwerks, dessen Überschreitung unmittelbar zu einem rechnerischen Einsturz oder anderen Versagensformen führt, und
- Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit: Zustand des Tragwerks, bei dessen Überschreitung die für die Nutzung festgelegten Bedingungen nicht erfüllt sind. Zu unterscheiden sind umkehrbare Grenzzustände (d. h. keine bleibenden Überschreitungen nach dem Entfernen der maßgebenden Einwirkung, wie z. B. elastische Verformungen) und nicht umkehrbare Grenzzustände (d. h. bleibende Überschreitungen nach dem Entfernen der maßgebenden Einwirkung, wie z. B. plastische Verformungen).

Mit diesen beiden zentralen Begriffen wird in den derzeit maßgebenden Regelwerken für die Bemessung von Bauwerken der Begriff der Dauerhaftigkeit verknüpft. Hieraus folgernd ist das Tragwerk so zu bemessen, dass zeitabhängige Eigenschaftsveränderungen unter Berücksichtigung der Umgebungsbedingungen die Dauerhaftigkeit und das Verhalten des Tragwerks während der geplanten Nutzungsdauer nicht unvorhergesehen beeinträchtigen.

Mit dem Begriff Dauerhaftigkeit, als weitere Anforderung an ein Bauwerk, ist demnach kein zusätzlicher Grenzzustand gemeint. Vielmehr werden hierdurch die Anforderungen hinsichtlich einer ausreichenden Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit auf eine bauwerksspezifisch definierte Nutzungsdauer bezogen, in der das Gesamtsystem ohne den Austausch von wesentlichen Komponenten oder vollständigem Versagen genutzt werden kann. Die Nutzungsdauer eines Bauwerkes wird allgemein als dessen Lebensdauer und die verbleibende Zeitspanne bis zum Ende der Nutzungsdauer als Restlebensdauer bezeichnet.

Unter dem Merkmal der Nutzungsdauer wird somit nicht die Zeit zwischen der Errichtung und dem endgültigen Versagen des Tragwerks, sondern die Zeit zwischen der Errichtung und der Unterschreitung eines vordefinierten Zuverlässigkeitsniveaus, verstanden. Dementsprechend ist diese Zeitspanne i. d. R. nicht direkt

am Bauwerk messbar. Dennoch ist das Merkmal Nutzungsdauer allen technischen Systemen inhärent und wesentliches Merkmal eines Bauwerks.

Aus diesem Grund werden für die zu gewährleistenden Nutzungsdauern Richtwerte in Abhängigkeit der Bauwerkskategorie normativ festgelegt (siehe z. B. **Tabelle 3-2**). Nach [DIN 1055-100:2001] (sowie allen darauf aufbauenden Bemessungsnormen, wie z. B. [DIN 1045-1:2008]) wird für übliche Hochbauwerke als Planungsgröße der Nutzungsdauer ein Zeitraum von 50 Jahren zugrunde gelegt.

Tabelle 3-2 Richtwerte der Nutzungsdauer (Bemessungslebensdauer) von Bauwerken nach [DIN EN 1990:2002]

Bauwerkskategorie	Beispiele	Richtwert der Nutzungsdauer
1	temporäre Bauwerke ¹⁾	10 Jahre
2	austauschbare Teile, z. B. Montageträger oder Lager	10 + 25 Jahre
3	landwirtschaftliche und vergleichbare Gebäude	15 + 30 Jahre
4	üblicher Hochbau	50 Jahre
5	Brücken und vergleichbare Ingenieurbauwerke	100 Jahre

¹⁾ Tragwerke oder deren Teile, die demontierbar sind und demzufolge wiederverwendet werden können, gelten nicht als temporär.

Die normativen Festlegungen der Nutzungsdauer sind indirekt als Bemessungslebensdauer der wesentlichen Komponenten des tragenden Gesamtbauwerks aufzufassen. In Abhängigkeit der Bauwerksart orientiert sich der nominelle Wert an der Amortisation, den wirtschaftlich maximal vertretbaren Anforderungen an die Dauerhaftigkeit und den üblichen Entwicklungszyklen technischer Innovationen (z. B. Erneuerung wegen Veralterung).

Baupraktisch werden jedoch häufig die normativen Richtwerte der Nutzungsdauer deutlich über- bzw. unterschritten (siehe auch [Empelmann 2009b und Heumann 2009c]). Sind frühzeitig bauseitige Angaben zu geplanten Abweichungen von den Richtwerten möglich, können diese Informationen vorteilhaft in den Entwurfs- bzw. Bewertungsprozess eines Bauwerks integriert werden.

3.2 Zuverlässigkeitsmaße

Bei der Durchführung einer Bemessungsaufgabe zur Realisierung der objektspezifischen Anforderungen an das Tragwerk bzw. zu dessen Kontrolle, ist die aus der Bemessungssituation resultierende Versagenswahrscheinlichkeit zu begrenzen.

Dieser Zielwert der Zuverlässigkeit wird durch das öffentliche Sicherheitsbedürfnis und das Verhältnis zwischen Kosten und Nutzen der für die Reduzierung der Versagenswahrscheinlichkeit notwendigen Maßnahmen bestimmt. Aus dem Versicherungswesen herrührend, wird als Risiko das Produkt aus Versagenswahrscheinlichkeit p_f und Versagensfolgekosten K_f nach

$$RI_f = p_f \cdot K_f \quad (3.1)$$

definiert. Eine umfassende Zusammenstellung unterschiedlicher Risiken und möglicher Ansätze zur Herleitung von gesellschaftlich akzeptierten Versagenswahrscheinlichkeiten sind für Bauwerke in [Melchers 1999 und Proske 2004] dargestellt.

Näherungsweise kann angenommen werden, dass die gesellschaftlich akzeptierte Versagenswahrscheinlichkeit für Tragwerke, bezogen auf die Tragwerksnutzungsdauer, etwa bei $p_f = 10^{-4}$ liegt (siehe [GruSiBau 1981]). Dies entspricht mit den Bezeichnungen nach **Abb. 3-1** und mit

$$p_f = \Phi\left(-\frac{\mu_R - \mu_E}{\sqrt{\sigma_R^2 - \sigma_E^2}}\right) = \Phi\left(-\frac{\mu_Z}{\sigma_Z}\right) = \Phi(-\beta) \quad (3.2)$$

mit:

- p_f Versagenswahrscheinlichkeit
- $\Phi(\)$ Standardnormalverteilung
- β Zuverlässigkeitsindex
- μ_Z Mittelwert der Zuverlässigkeit Z
- σ_Z Standardabweichung der Zuverlässigkeit Z

einem äquivalenten Zuverlässigkeitsindex von 3,7.

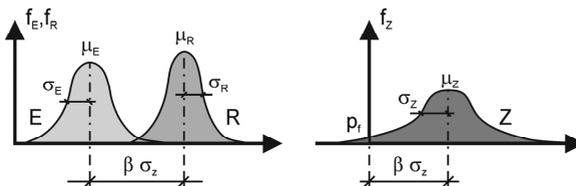


Abb. 3-1 Zusammenhang zwischen Widerstand, Einwirkung, Versagenswahrscheinlichkeit und Zuverlässigkeitsindex

Da im Rahmen einer Zuverlässigkeitsanalyse der Zahlenwert der Versagenswahrscheinlichkeit im Vergleich zu dem Zuverlässigkeitsindex deutlich empfindlicher gegenüber Änderungen in den stochastischen und deterministischen Informa-

tionen ist (siehe auch **Abb. 3-2**), wird als Maß der Zuverlässigkeit überwiegend der Zuverlässigkeitsindex und nicht die Versagens- oder Überlebenswahrscheinlichkeit verwendet.

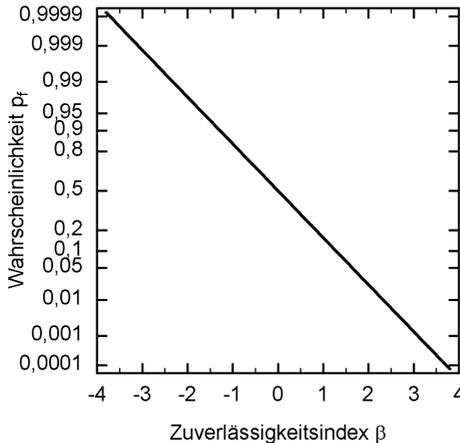


Abb. 3-2 Zuverlässigkeitsindex und Versagenswahrscheinlichkeit

In **Tabelle 3-3** bis **Tabelle 3-6** sind als Basis für die Erarbeitung von Bemessungsnormen die Zielwerte der Zuverlässigkeitsindizes unterschiedlicher Grundlegendokumente (siehe [GruSiBau 1981 und JCSS 2000]) zusammengefasst. Demgegenüber sind in **Tabelle 3-7** Zielwerte des Zuverlässigkeitsindizes nach [DIN 1055-100:2001] in Abhängigkeit von der Art des betrachteten Grenzzustandes definiert. Thematisiert werden die Grenzzustände der Tragfähigkeit, Ermüdung und Gebrauchstauglichkeit. Der Grenzzustand der Ermüdung nimmt dabei eine Sonderstellung ein. Hier liegt zwar eine Tragfähigkeitsgefährdung vor, jedoch wird der Nachweis unter Gebrauchslastniveau geführt.

Aus dem Vergleich der Zielwerte wird deutlich, dass [DIN 1055-100:2001] keine Unterscheidung zwischen Versagensfolgekassen nach [GruSiBau 1981 und JCSS 2000] vorsieht. Lediglich in untergeordneten Normen mit eng begrenztem Regelungsbereich (z. B. DIN EN 13031-1 Gewächshäuser: Bemessung und Konstruktion - Teil 1: Kulturgewächshäuser) werden durch Korrekturfaktoren (hier: Reduktion der Teilsicherheitsbeiwerte für ständige Lasten um 10 % und für veränderliche Lasten um 15 %) Modifikationen in Abhängigkeit der Bedeutung des Bauwerkes zugelassen.

Tabelle 3-3 Zielwert des Zuverlässigkeitsindizes nach [GruSiBau 1981] für den Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Bezugszeitraum von einem Jahr

mögliche Folgen einer Gefährdung	Zielwert
keine Gefahr für Menschenleben und geringe wirtschaftliche Folgen	4,2
Gefahr für Menschenleben und / oder beachtliche wirtschaftliche Folgen	4,7
große Bedeutung der baulichen Anlage für die Öffentlichkeit	5,2

Tabelle 3-4 Zielwert des Zuverlässigkeitsindizes nach [GruSiBau 1981] für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für den Bezugszeitraum von einem Jahr

mögliche Folgen einer Gefährdung	Zielwert
geringe wirtschaftl. Folgen und / oder geringe Nutzungsbeeinträchtigung	2,5
beachtl. wirtschaftl. Folgen und / oder beachtl. Nutzungsbeeinträchtigung	3,0
große wirtschaftl. Folgen und / oder große Nutzungsbeeinträchtigung	3,5

Tabelle 3-5 Zielwert des Zuverlässigkeitsindizes nach [JCSS 2000] für den Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Bezugszeitraum von einem Jahr

Kosten für Sicherheitszuwachs	Konsequenzen bei Versagen		
	gering	mittel	hoch
hoch	3,1	3,3	3,7
normal	3,7	4,2	4,4
niedrig	4,2	4,4	4,7

Tabelle 3-6 Zielwert des Zuverlässigkeitsindizes nach [JCSS 2000] für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für den Bezugszeitraum von einem Jahr

Kosten für Sicherheitszuwachs	Zielwert
hoch	1,3
normal	1,7
niedrig	2,3

Tabelle 3-7 Zielwert des Zuverlässigkeitsindizes nach [DIN 1055-100:2001]

Grenzzustand	Zielwert für 1 Jahr	Zielwert für 50 Jahre
Tragfähigkeit	4,7	3,8
Ermüdung	-	1,5 ÷ 3,8 ¹⁾
Gebrauchstauglichkeit	3,0	1,5

¹⁾ abhängig von der Prüfbarkeit, Instandsetzbarkeit und Schadenstoleranz

Zusätzlich ist zu erkennen, dass die Zielwerte nach [GruSiBau 1981] und insbesondere nach [JCSS 2000] hinsichtlich der aufzubringenden Kosten für die Erhöhung der Zuverlässigkeit sowie nach den Konsequenzen bei Versagen gegenüber den Festlegungen in [DIN 1055-100:2001] weitergehend differenziert werden. Diese Vorgehensweise ergibt sich aus der Überlegung, dass für jede Bemessungssituation eine optimale Kombination von Bemessungs- und Ausführungsregeln sowie Kontrollmaßnahmen existiert, die die geforderte Zuverlässigkeit gewährleisten (siehe auch [CEB 1976]) können. Die optimale Kombination ist abhängig von dem Verhältnis der bei der Bemessung, der Ausführung und der Kontrolle aufzuwendenden Kosten und muss für jede einzelne Bemessungssituation gesondert ermittelt werden. Damit ist die Festlegung der Zuverlässigkeitsindizes abhängig von den Kosten zur Erhöhung der Zuverlässigkeit und den Schadensfolgekosten. Sind die aufzubringenden Kosten für die Erhöhung der Zuverlässigkeit gering oder ergeben sich weiterreichende Konsequenzen im Falle des Versagens, so wird eine höhere Zuverlässigkeit vorgesehen.

In [JCSS 2001] wird ausgeführt, dass bei bestehenden Bauwerken i. d. R. davon ausgegangen werden kann, dass die Kosten zur Erzielung eines vergleichbaren Sicherheitsniveaus gegenüber Neubauwerken verhältnismäßig groß sind, und daher tendenziell ein geringerer Zielwert des Sicherheitsindizes bei bestehenden Bauwerken definiert werden sollte. In [FIB MC 2010a] wird diese Aussage hinsichtlich des Zielwertes entsprechend **Tabelle 3-8** konkretisiert, wobei ein Versagen ohne Vorankündigung für die Anwendung der dort zusammengefassten Werte durch zusätzliche Untersuchungen ausgeschlossen werden muss.

In Anwendung auf Brückenbauwerke (siehe [Strauss 2003]) wird eine Abstufung der Zuverlässigkeitsindizes in Abhängigkeit vom Systemtragverhalten und der Einwirkungsart vorgeschlagen. Mit den in **Tabelle 3-9** enthaltenen Beiwerten in Abhängigkeit des jeweiligen Merkmals soll der Zielwert des Zuverlässigkeitsindizes für den Bezugszeitraum von einem Jahr mit

$$\beta_{ULS} = 4,7 - (\Delta M - \Delta D - \Delta S - \Delta L) \geq 3,5 \quad (3.3)$$

für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und mit

$$\beta_{SLS} = 3,0 - (\Delta M - \Delta D - \Delta S - \Delta L) \geq 1,7 \quad (3.4)$$

für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit modifiziert werden.

Tabelle 3-8 Zielwert des Zuverlässigkeitsindizes für 1 Jahr nach [FIB MC 2010a] für den Grenzzustand der Tragfähigkeit bei Versagen mit Vorankündigung

	Bauwerksentwurf	bestehende Bauwerke
große Versagensfolgen	5,1	3,1 ÷ 3,8 ¹⁾
mittlere Versagensfolgen	4,7	3,1 ÷ 3,8 ¹⁾
geringe Versagensfolgen	4,1	3,1 ÷ 3,8 ¹⁾

¹⁾ abhängig von den Kosten für die Erhöhung der Sicherheit

Tabelle 3-9 Beiwerte zur Modifikation des Zuverlässigkeitsindizes für einen Bezugszeitraum von einem Jahr für Brückenbauwerke nach [Strauss 2003]

Kategorie	Merkmal	Beiwert
Monitoring ΔM	kontinuierliche Kontrolle der kritischen Elemente	0,50
	jährliche Kontrolle kritischer Elemente (mit Vorankündigung)	0,25
	jährliche Kontrolle kritischer Elemente (ohne Vorankündigung)	0,10
	Kontrolle alle zwei Jahre	0,00
Duktilität ΔD	hohe Duktilität	0,50
	geringe Duktilität	0,00
System ΔS	hohe Robustheit, Versagen führt zu Systemwechsel (Redundanz)	0,50
	mittlere Robustheit, mehrere Elemente müssen für Systemkollaps versagen	0,25
	geringe Robustheit, Versagen führt zum Systemkollaps	0,00
Einwirkung ΔL	Sondertransporte - seltenes Ereignis (ca. einmal pro Jahr), max. 20 % über Normbelastung	0,10
	seltene und gleichzeitig wirkende Einwirkungen (z. B. Sondertransporte und Wind bzw. Schnee)	0,20

Die zuvor genannten Sicherheitsindizes beziehen sich auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit unter Einschluss von tragfähigkeitsmindernden Effekten, wie z. B. Bewehrungskorrosion. Um eine vereinfachende Zuverlässigkeitsanalyse hinsichtlich des Aspektes der Dauerhaftigkeit zu ermöglichen, werden in [FIB MCSL 2006] anstelle der „echten“ Grenzzustände sogenannte Ersatzgrenzzustände definiert, die den der Dauerhaftigkeit einschränkenden Grenzzuständen vorausgehen und leichter nachweisbar sind. Bei der Festlegung von Mindestsicherheiten wird dieser Umstand durch kleinere Zuverlässigkeitsindizes berücksichtigt. Einen entsprechenden Ersatzgrenzzustand stellt der Grenzzustand der carbonatisierungs- und chloridinduzierten Depassivierung der Bewehrung dar (Abschnitt 5.3), dessen Überschreitung die Gebrauchstauglichkeit bzw. Tragfähigkeit nicht unmittelbar eingeschränkt. In [DAfStb 2008] werden im Hinblick auf diesen Grenzzustand, in Abhängigkeit der Expositionsklassen nach [DIN 1045-1:2008] und dem jeweils hierfür ableitbaren Verhältnis der marginalen Kosten zur Erhöhung der Zuverlässigkeit und der Schadensfolgekosten, die in **Tabelle 3-10** angegebenen Zielzuverlässigkeitsindizes zur Anwendung empfohlen.

Tabelle 3-10 Zielwert des Zuverlässigkeitsindex nach [DAfStb 2008]

Expositionsklasse nach [DIN 1045-1]	Zielwert
XC1 (trocken)	Keine Anforderungen
XC1 (ständig nass), XC2, XC4, XD1, XS1	$\geq 1,5$
XC3, XD2 ¹⁾ , XS2 ¹⁾ , XD3 ¹⁾ , XS3 ¹⁾	$\geq 0,5$

¹⁾ bei schwieriger Zugänglichkeit bzw. fehlenden Inspektionen: Zielwert $\geq 1,5$

Bei dem Vergleich der vorausgenannten Zielwerte der Zuverlässigkeitsindizes ist zu beachten, dass teilweise unterschiedliche Bezugszeiträume den Angaben zugeordnet sind. [DIN 1055-100:2001] unterscheidet hier zwischen einem Bezugszeitraum von 1 Jahr bzw. 50 Jahren (siehe **Tabelle 3-7**).

Sofern eine Basisvariable eine zeitabhängige Einwirkung ist und alle begleitenden, zufälligen Größen zeitinvariant sind, ist eine Unterscheidung zwischen unterschiedlichen Bezugszeiträumen insofern notwendig, da die Versagenswahrscheinlichkeit vom jeweiligen Beobachtungszeitraum abhängig ist. Der Bezugszeitraum entspricht i. d. R. der geplanten Nutzungsdauer.

Um eine stochastische Unabhängigkeit zwischen benachbarten Extremwerten annehmen zu können, lässt sich unter Voraussetzung eines ausreichend langen Beobachtungszeitraums der dem Sicherheitsnachweis zugrunde liegende Bezugszeit-

raum als eine zufällige Folge von Beobachtungszeiträumen abbilden. Mithilfe der für Reihensysteme gültigen Multiplikationsregel der Wahrscheinlichkeitsrechnung kann nach [DIN 1055-100:2001] der Zuverlässigkeitsindex bezogen auf den Bezugszeitraum mit

$$\beta_n = -\phi^{-1}\left(1 - (\phi(\beta_m))^k\right) \quad (3.5)$$

$$p_{f,n} = 1 - (1 - p_{f,m})^k \Leftrightarrow p_{f,n} = k \cdot p_{f,l}$$

mit:	β_n	Zuverlässigkeitsindex (Bezugszeitraum n Jahre)
	β_m	Zuverlässigkeitsindex (Beobachtungszeitraum m Jahre)
	$p_{f,m}$	Versagenswahrscheinlichkeit (Bezugszeitraum n Jahre)
	$p_{f,l}$	Versagenswahrscheinlichkeit (Beobachtungszeitraum m Jahre)
	k	Verhältniswert zwischen Bezugszeitraum und Beobachtungszeitraum mit $k = n/m$

berechnet werden. Sind demgegenüber keine zeitabhängigen Basisvariablen oder nur geringe Anteile veränderlicher Einwirkungen in der Grenzzustandsgleichung anzunehmen, so ist der Zuverlässigkeitsindex auf ein Jahr zu beziehen, da andernfalls das geforderte Sicherheitsniveau nicht eingehalten werden kann.

Wenngleich der Zusammenhang zwischen berechneten Zuverlässigkeitsindizes und Zielzuverlässigkeitsindizes nur gültig ist, wenn die Versagenswahrscheinlichkeiten der einzelnen Jahre voneinander unabhängig sind, so liegt der Vergleich bei abhängigen, jährlichen Versagenswahrscheinlichkeiten auf der sicheren Seite.

Da bei üblichen Bauwerken größere Anteile zeitlich veränderlicher Einwirkungen zu berücksichtigen sind, deren Extremwerte für einen Bezugszeitraum größer einem Jahr ausgewiesen werden, wird i. d. R. ein Vergleich mit den Angaben für eine Bezugsdauer von 50 Jahren mit

$$\beta_T = -\phi^{-1}\left(1 - (\phi(\beta_1))^T\right) \quad (3.6)$$

angestellt (entspricht der üblichen Nutzungsdauer nach [DIN 1055-100:2001]). Der errechnete Zuverlässigkeitsindex gilt dann für jedes Jahr innerhalb der geplanten Nutzungsdauer.

Aus der Darstellung dieses Zusammenhanges in **Abb. 3-3** und insbesondere **Abb. 3-4** ist zu erkennen, dass aus einem Zuverlässigkeitsindex $\beta_1 = 4,7$ für einen Bezugszeitraum von einem Jahr (nach [DIN 1055-100:2001]) ein Zuverlässigkeitsindex für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren mit $\beta_{50} = 3,8$ bzw. von 100 Jahren

mit $\beta_{100} = 3,6$ folgt. Demgegenüber ist zu beachten, dass für die Bewertung eines Bezugszeitraumes kleiner 50 Jahre (z. B. Nutzungsdauer temporärer Bauwerke) ein Zuverlässigkeitsindex zwischen 4,7 und 3,8 anzusetzen ist.

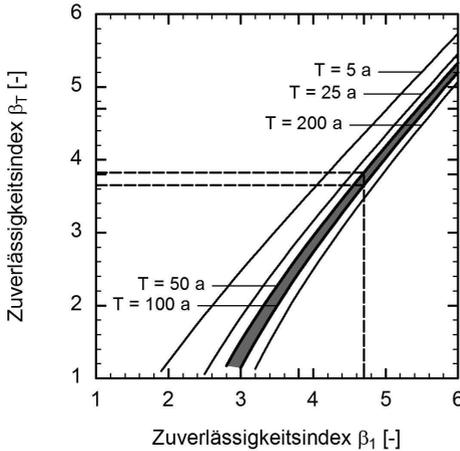


Abb. 3-3 Zeitabhängigkeit des Zielwertes der Zuverlässigkeitsindizes

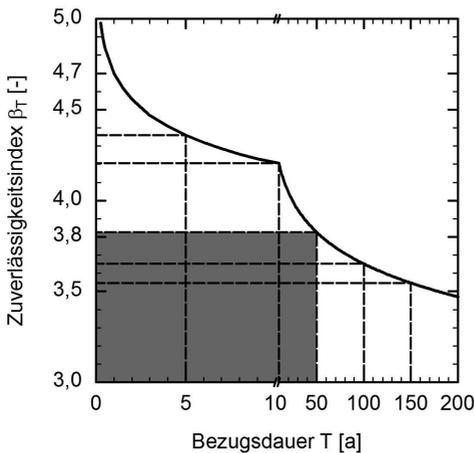


Abb. 3-4 Zeitabhängigkeit des Zielwertes der Zuverlässigkeitsindizes für $\beta_1 = 4,7$

Abweichend von den zuvor genannten Zielwerten des Zuverlässigkeitsindizes ist indirekt nach [DIN 1055-100:2001] eine gewisse Unterschreitung dieses Zuver-

lässigkeitsniveaus zulässig. Diese Differenz kann aus dem Teilsicherheitskonzept (siehe auch Abschnitt 3.3) und den zugehörigen Wichtungsfaktoren hergeleitet werden. Der Wichtungsfaktor wird normativ für die Einwirkung mit $\alpha_E = -0,7$ und für den Widerstand mit $\alpha_R = 0,8$ festgelegt, sofern das Verhältnis der Standardabweichungen von Einwirkungen und Widerstand im vorgegebenen Gültigkeitsbereich $0,16 < \sigma_E/\sigma_R < 7,60$ liegt (siehe auch **Abb. 3-5**).

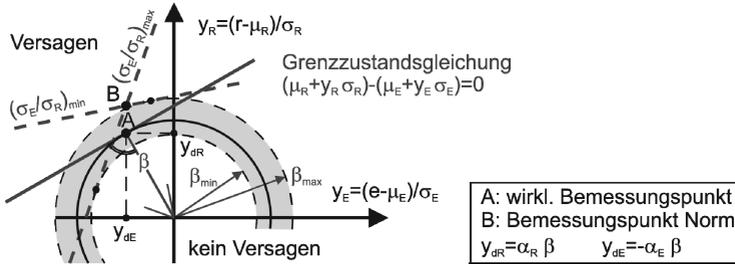


Abb. 3-5 Bemessungspunkt und Wichtungsfaktoren im standardnormalen Raum

Der Minimalwert des Zuverlässigkeitsindizes ergibt sich, wenn die Einwirkung die Größe des Widerstandes und das Verhältnis der Standardabweichungen gerade die Grenzwerte des zuvor genannten, normativen Gültigkeitsbereiches erreichen. Aufbauend auf der Bestimmung des vorhandenen Zuverlässigkeitsindizes mit

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} = \frac{\mu_R - \mu_E}{\sqrt{V_R^2 \cdot \mu_R^2 + V_E^2 \cdot \mu_E^2}} \quad (3.7)$$

kann entsprechend

$$\Delta\mu = \mu_R - \mu_E = \beta_{50} \cdot (0,8 \cdot \sigma_R + 0,7 \cdot \sigma_E) \quad (3.8)$$

$$\beta_{min} = \frac{\beta_{50} \cdot (0,8 \cdot \sigma_R + 0,7 \cdot \sigma_E)}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} = \frac{\beta_{50} \cdot (0,8 + 0,7 \cdot (\sigma_E/\sigma_R))}{\sqrt{1 + (\sigma_E/\sigma_R)^2}} \quad (3.9)$$

der normativ akzeptierte, minimale Zuverlässigkeitsindex mit

$$\beta_{min,1} = \frac{\beta_{50} \cdot (0,8 + 0,7 \cdot 0,16)}{\sqrt{1 + (0,16)^2}} = 0,900 \cdot \beta_{50} = 3,42 \quad (3.10)$$

$$\beta_{min,2} = \frac{\beta_{50} \cdot (0,8 + 0,7 \cdot 7,60)}{\sqrt{1 + (7,60)^2}} = 0,798 \cdot \beta_{50} = 3,03 \quad (3.11)$$

bestimmt werden. Der Maximalwert des Zuverlässigkeitsindizes als Abstand y_d zum Koordinatenursprung berechnet sich zu

$$\beta_{max} = \sqrt{\sum y_{d,i}^2} = \beta_{50} \cdot \sqrt{0,8^2 + 0,7^2} = 1,063 \cdot 3,8 = 4,04 \quad (3.12)$$

Während der Maximalwert nach Gl. (3.12) zu einer wirtschaftlich vertretbaren Überbemessung führt, folgt aus Gl. (3.10) und (3.11), dass normativ für den Bezugszeitraum von 50 Jahren eine Unterschreitung des Zuverlässigkeitsindizes um den Wert $\Delta\beta_{50} = 3,8 - 3,0 = 0,8$ indirekt akzeptiert wird. Nach [GruSiBau 1981] ist für den Bezugszeitraum von 50 Jahren ebenfalls eine Unterschreitung des Zuverlässigkeitsindizes um den Wert $\Delta\beta_{50} = 0,5$ zulässig. Dies hat eine Begrenzung des Verhältnisses der Standardabweichungen auf $\sigma_E/\sigma_R < 3,48$ zur Folge. Die Regelungsansätze nach [DIN 1055-100:2001 und GruSiBau 1981] entsprechen in etwa den Festlegungen in [CEB 1976], wonach eine Abweichung um maximal eine Zehnerpotenz in der Versagenswahrscheinlichkeit zulässig ist. Die normativ akzeptierten Mindestwerte des Zuverlässigkeitsindizes für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren bzw. 1 Jahr sind zusammenfassend in **Tabelle 3-11** gegenübergestellt.

Tabelle 3-11 Zielwert und indirekter Mindestwert der Zuverlässigkeitsindizes für den Grenzzustand der Tragfähigkeit

Zuverlässigkeitsindex mit Bezugszeitraum:	1 Jahr	50 Jahre
Nennwert nach [DIN 1055-100:2001]	4,7	3,8
Mindestwert nach [DIN 1055-100:2001]	4,0	3,0
Mindestwert nach [GruSiBau 1981]	4,3	3,3

Im Rahmen des Entwurfes von Bauwerken ergibt sich hieraus unter Anwendung vollprobabilistischer Bemessungsmethoden in Verbindung mit dem Zielwert des Zuverlässigkeitsindizes nach **Tabelle 3-7** gegenüber der Bemessung mit Teilsicherheiten ggf. eine zusätzliche Sicherheitsreserve. Sie kann durch die zum Zeitpunkt der Bemessung notwendigen Annahmen zu den noch nicht realisierten Tragwerks- und Baustoffeigenschaften begründet werden. Demgegenüber sollten, sofern alle Unsicherheiten im Bemessungsmodell ausreichend berücksichtigt werden können, bei der Bewertung bestehender Bauwerke, auch vor dem Hintergrund der Gleichwertigkeit zu einer auf Teilsicherheiten basierenden Bemessung, die Mindestwerte nach **Tabelle 3-11** angesetzt werden.

Unabhängig von einem nominellen Grenzwert ist zu beachten, dass das wirkliche Zuverlässigkeitsniveau und damit die wirkliche Versagenshäufigkeit primär im Zusammenhang mit menschlichem Versagen (siehe auch [DIN 1055-100:2001, Anhang B4]) stehen. Insofern stellen die Richtwerte nicht notwendigerweise ein Indiz für die wirkliche Versagenshäufigkeit dar. Durch geeignete Kontrollmaßnahmen bei der Erstellung und der Nutzung eines Bauwerkes kann jedoch die Wahrscheinlichkeit für ungünstige Folgen aus grober Fahrlässigkeit bzw. Irrtum gemindert werden. Es muss jedoch unterstellt werden, dass auch durch umfangreiche Kontrollen nicht gänzlich alle Fehler ausgeschlossen werden können. Bei der Bemessung und der Bewertung der Zuverlässigkeit muss daher berücksichtigt werden, dass teilweise nur scheinbar eine Einflussgröße rechnerisch exakt bestimmt werden kann.

3.3 Methoden der Grenzzustände

Grundsätzlich ist es möglich, alternative Maßnahmen bzw. Maßnahmenkombinationen zur Abwendung einer Gefährdung bzw. zur Verringerung der Versagenswahrscheinlichkeit einzuleiten. Für Bauwerke sind dies in Anlehnung an [GruSiBau 1981] in Abhängigkeit der Bauart, Baustoffe und projektspezifischer Randbedingungen:

- Vermeidung einer Gefährdung (z. B. durch geeignete Standortwahl, Anprallvorrichtungen, Anpassung der Bauart),
- Verringerung der Auftretenswahrscheinlichkeit von Gefährdungen (z. B. durch Überwachung und Instandsetzung),
- Begrenzung der möglichen Schadensfolgen (z. B. durch redundante Tragsysteme, ausreichende Vorankündigung eines Versagens) und
- Begrenzung der Wahrscheinlichkeit für Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitsversagen (z. B. durch Bemessung und konstruktive Durchbildung).

Bei der Realisierung einer Maßnahme ist sowohl der Aufwand als auch die Wirksamkeit der Maßnahme über die vorgesehene Nutzungsdauer zu berücksichtigen. Bei bestehenden Bauwerken und einer vorgegebenen Nutzung ergeben sich i. d. R. aus wirtschaftlichen, technischen und organisatorischen Randbedingungen wesentliche Einschränkungen für die Auswahl einer Maßnahme. Auch im Hinblick auf die teilweise eingeschränkte oder zumindest unsichere Restnutzungsdauer werden primär rechnerische Nachweise für einzelne Grenzzustände über die Einhaltung normativ vorgegebener Versagenswahrscheinlichkeiten unter Ansatz der unverändert bestehenden Struktur geführt.

Die Bemessung gegenüber den einzelnen Grenzzuständen kann dabei für den Entwurf aber auch für die Bewertung von Bauwerken auf unterschiedliche Weise erfolgen. Die traditionelle, auf linear-elastischer Schnittgrößenermittlung basierende Vorgehensweise ergibt sich mit

$$F_E \leq \frac{F_R}{\gamma_{ges}} \quad (3.13)$$

durch die Einführung eines Sicherheitsfaktors. Hierbei muss die sich aus den Einwirkungen in dem Tragwerk realisierten Spannungen bzw. Kräfte F_E kleiner sein als die aufnehmbare Spannungen bzw. Kräfte F_R im Bauteil unter Berücksichtigung eines Sicherheitsfaktors. Der Sicherheitsfaktor γ_{ges} muss sich dabei ebenfalls an den in Abschnitt 3.2 genannten Grundlagen orientieren.

Bei dieser Vorgehensweise ist zu beachten, dass eine lineare Reduktion des Widerstandes i. d. R. nicht den bei Versuchen an Stahlbeton- und Spannbetontragwerken zu beobachtenden Änderungen der Materialeigenschaften entspricht. Infolge dessen wird die Vorgehensweise als verhältnismäßig konservativ betrachtet.

Eine alternative Vorgehensweise stellt die Methode des Lastfaktors dar, die im Wesentlichen im Rahmen der Plastizitätstheorie angewendet wird. Der auf der Einwirkungsseite eingeführte Überhöhungsfaktor definiert dabei den zum Tragwiderstand gegebenen Abstand der Einwirkungen. Die Betrachtung erfolgt mit

$$W_E(\gamma_{ges} \cdot E) \leq W_R(R) \quad (3.14)$$

i. d. R. auf der Basis der inneren bzw. äußeren Arbeiten. Der Unterschied zwischen Gl. (3.13) und (3.14) besteht darin, dass die erste Betrachtung mit Gebrauchslasten auf Querschnittsebene und die zweite Betrachtung mit Traglasten auf Systemebene geführt wird. Nach [DIN 1045:1988 bzw. DIN 4227-1:1988] ist ein globaler Sicherheitsbeiwert γ_{ges} von 1,75 (Versagen mit Vorankündigung) bzw. 2,10 (Versagen ohne Vorankündigung) anzusetzen.

Eine derzeit übliche Vorgehensweise, die in dieser Form auch nach [DIN 1055-100:2001] anzuwenden ist, stellt die Methode der Teilsicherheiten dar. Dabei werden Einwirkungen und Widerstände unabhängig voneinander mit Sicherheitszuschlägen beaufschlagt und i. d. R. eine unterschiedliche Gewichtung einzelner Einflüsse für die Einwirkungen und die Widerstände vorgesehen. Eine Betrachtung kann mit

$$\gamma_{E1} \cdot F_{E1} + \gamma_{E2} \cdot F_{E2} + \dots \leq \frac{F_R}{\gamma_R} \quad (3.15)$$

$$W_E (\gamma_{E1} \cdot E_1 + \gamma_2 \cdot E_2 + \dots) \leq W_R \left(\frac{1}{\gamma_R} R \right) \quad (3.16)$$

sowohl auf Querschnitt- als auch auf Systemebene erfolgen. Der wesentliche Unterschied gegenüber den vorangestellten Methoden ergibt sich aus einer differenzierteren Betrachtungsweise der Einflüsse, auch wenn in der allgemeinen Betrachtung ein unmittelbarer Zusammenhang zwischen dem Bemessungskonzept mit globalen Sicherheitsbeiwert und Teilsicherheitsbeiwerten besteht (siehe auch **Abb. 3-6**).

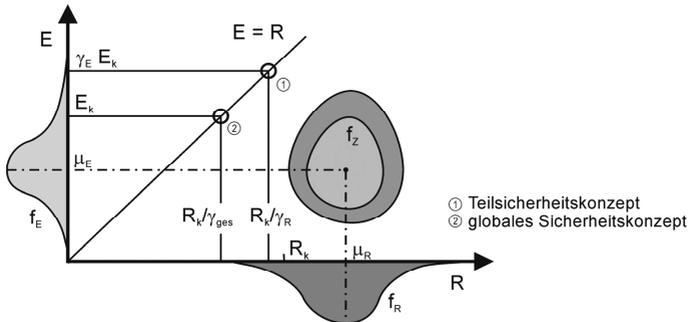


Abb. 3-6 Bemessungspunkte im R-E-Modell für globales Sicherheitskonzept und Teilsicherheitskonzept in Anlehnung an [Spaethe 1992]

Bei der Anwendung des Teilsicherheitskonzeptes muss beachtet werden, dass die Teilsicherheiten auf der Einwirkungs- bzw. Widerstandsseite prinzipiell abhängig vom Verhältnis der jeweiligen Parameter sind. Zur vereinfachenden Handhabung werden in derzeit üblichen Bemessungsnormen einheitliche Größen für die jeweiligen Teilsicherheiten festgelegt. Diese müssen aufgrund der bestehenden Forderung nach einer Allgemeingültigkeit auf der sicheren Seite liegen. Die Berechnung der Teilsicherheitsbeiwerte erfolgt nach [DIN 1055-100:2001] mit

$$\gamma_E = \frac{1 - \alpha_E \cdot \beta \cdot V_E}{1 + k_E \cdot V_E} \quad (3.17)$$

$$\gamma_R = \frac{1 - \alpha_R \cdot \beta \cdot V_R}{1 - k_R \cdot V_R} \quad (3.18)$$

unter Ansatz der Wichtungsfaktoren $\alpha_E = -0,7$ für die Einwirkungen und $\alpha_R = +0,8$ für den Widerstand. Die Wichtungsfaktoren (hier für den einfachen Fall normalverteilter Basisvariablen R und E) mit

$$\alpha_R = \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} \quad (3.19)$$

$$\alpha_E = \frac{-\sigma_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} \quad (3.20)$$

zeigen an, mit welchem Gewicht die Basisvariablen am Wert des Zuverlässigkeitsindexes beteiligt sind. Die Quadrate der Wichtungsfaktoren ergänzen sich zu dem Wert eins.

In **Tabelle 3-12** sind typische Variationskoeffizienten für die Einwirkungen zusammengestellt. Hieraus kann unter Ansatz von Mittelwerten (d. h. Beiwert $k_E = 0$) für die Einwirkungen und durch Einsetzen in Gl. (3.19) entsprechend

$$\gamma_{E,g} = \frac{1 + 0,7 \cdot 3,8 \cdot \sqrt{0,10^2 + 0,10^2}}{1 - 0 \cdot \sqrt{0,10^2 + 0,10^2}} = 1 + 0,7 \cdot 3,8 \cdot 0,14 = 1,35 \quad (3.21)$$

der in [DIN 1055-100:2001] eingeführte Teilsicherheitsbeiwert für die ständigen Einwirkungen ($\gamma_{E,g} = 1,35$) bestimmt werden. Der darin enthaltene Beiwert für die Modellunsicherheiten lässt sich durch das Verhältnis

$$\gamma_{Modell} = \frac{1 + 0,7 \cdot 3,8 \cdot \sqrt{0,10^2 + 0,10^2}}{1 + 0,7 \cdot 3,8 \cdot \sqrt{0,10^2}} = \frac{1 + 0,7 \cdot 3,8 \cdot 0,14}{1 + 0,7 \cdot 3,8 \cdot 0,10} = 1,09 \quad (3.22)$$

berechnen. Unter Ansatz dieser Modellunsicherheit und unter Annahme einer Gumbel-Verteilung für die veränderlichen Einwirkungen können dann mit

$$\begin{aligned} \gamma_{E,q} &= \gamma_{Modell} \cdot \frac{1 - 0,7797 \cdot 0,30 \cdot (0,5772 + \ln \Phi(0,7 \cdot 3,8))}{1 - 0,7797 \cdot 0,30 \cdot (0,5772 + \ln(-\ln 0,95))} \\ &= 1,09 \cdot \frac{1 + 3,87 \cdot 0,30}{1 + 1,87 \cdot 0,30} = 1,50 \end{aligned} \quad (3.23)$$

$$\begin{aligned} \gamma_{E,w} &= \gamma_{Modell} \cdot \frac{1 - 0,7797 \cdot 0,16 \cdot (0,5772 + \ln \Phi(0,7 \cdot 3,8))}{1 - 0,7797 \cdot 0,16 \cdot (0,5772 + \ln(-\ln 0,98^{50}))} \\ &= 1,09 \cdot \frac{1 + 3,87 \cdot 0,16}{1 - 0,45 \cdot 0,16} = 1,90 \end{aligned} \quad (3.24)$$

$$\gamma_{E,s} = 1,09 \cdot \frac{1 + 3,87 \cdot 0,25}{1 - 0,45 \cdot 0,25} = 2,41 \quad (3.25)$$

die Teilsicherheiten für die Einwirkungen aus Nutzlasten, Wind und Schnee bestimmt werden. Nach [Grünberg 2004] kann die deutliche Abweichung der erforderlichen Teilsicherheiten ($\gamma_{E,q/w/s} = 1,50 \div 2,41$) von dem unabhängig von der Einwirkungsart normativ festgelegten Teilsicherheitsbeiwert der veränderlichen Einwirkungen ($\gamma_q = 1,50$) dadurch begründet werden, dass der Teilsicherheitsbeiwert für die Anwendung im Hochbau empirisch kalibriert wurde und in Verbindung mit den pauschalen und verhältnismäßig konservativen Modellannahmen für Wind- und Schneelasten zu ausreichenden Sicherheiten führt.

Tabelle 3-12 Typische Variationskoeffizienten für Einwirkungen aus [Grünberg 2004]

Einwirkungsart	Variationskoeffizient V
Modellfaktor	0,10
ständige Einwirkungen (Mittelwert)	0,10
Nutzlasten (95 % Quantil)	0,16
Wind (98 % Quantil)	0,25
Schnee (98 % Quantil)	0,30

In ähnlicher Weise können aus den in **Tabelle 3-13** exemplarisch zusammengestellten Variationskoeffizienten der Widerstände von Beton und Bewehrungsstahl die Teilsicherheiten ($\gamma_{R,s} = 1,15$ bzw. $\gamma_{R,c} = 1,50$) nach [DIN 1055-100:2001] mit

$$\begin{aligned}\gamma_{R,c} &= \exp\left((0,8 \cdot 3,8 - 1,645) \cdot \sqrt{0,15^2 + 0,05^2 + 0,05^2 + 0,24^2}\right) \\ &= \exp((0,8 \cdot 3,8 - 1,645) \cdot 0,29) = 1,50\end{aligned}\quad (3.26)$$

$$\begin{aligned}\gamma_{R,s} &= \exp\left((0,8 \cdot 3,8 - 1,645) \cdot \sqrt{0,05^2 + 0,09^2}\right) \\ &= \exp((0,8 \cdot 3,8 - 1,645) \cdot 0,10) = 1,15\end{aligned}\quad (3.27)$$

bestimmt werden. Für unbewehrten Beton wird normativ ein zusätzlicher Sicherheitsfaktor mit einem Wert von $\Delta\gamma_s = 1,20$ eingeführt, was einer Anhebung des Sicherheitsniveaus von $\beta = 3,8$ auf $\beta = 4,5$ bzw. in etwa einer Erhöhung um eine Sicherheitsklasse nach [GruSiBau 1981] und dem erhöhten Sicherheitsbedürfnis zur Vermeidung eines Versagens ohne Vorankündigung entspricht.

Der globale Sicherheitsbeiwert für Gl. (3.13) und (3.14) kann näherungsweise auf Basis gemittelter Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Widerstand mit

$$\gamma_{ges,mV} = \gamma_E \cdot \gamma_R \approx (1,40 \cdot 1,25) = 1,75 \quad (3.28)$$

$$\gamma_{ges,oV} = \gamma_E \cdot \gamma_R \approx 1,20 \cdot (1,40 \cdot 1,25) = 2,10 \quad (3.29)$$

ermittelt werden.

Tabelle 3-13 Variationskoeffizienten für Widerstände in Anlehnung an [Hansen 2003]

Variationskoeffizient V für:	Beton	Bewehrungsstahl
Widerstandsmodell	0,05	0,05 ¹⁾
Baustoffeigenschaften	0,15	0,09 ¹⁾
Geometrie	0,05	-
Übertragung Beton (Labor→Baustelle)	0,24 ^{1) 2)}	-

¹⁾ abgeleiteter Wert aus den in [Hansen 2003] angegebenen Beiwerten

²⁾ entspricht einem Beiwert von $\eta = 1,15 = (1/0,85)$ z. B. nach [Concrete Society 1976]

Eine besondere Form der Methode der Teilsicherheiten wird angewendet, wenn nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenermittlung und Bemessung zur wirklichkeitsnahen Abbildung des Tragverhaltens eingesetzt werden (siehe z. B. [DIN 1045-1:2008]). Hierbei werden einzelne Teilsicherheiten zu einem Systemwiderstand zusammengefasst, der dann auf die aus den rechnerischen Mittelwerten des Betons und Bewehrungsstahls errechneten Systemwiderstands nach

$$R_d = \frac{R_{calc}}{\gamma_{R,sys}} = \frac{R_{calc}}{\gamma_{Rd} \cdot \gamma_R^*} \quad (3.30)$$

mit:

- R_{calc} Tragwiderstand, ermittelt auf Basis rechnerischer Mittelwerte
- γ_{Rd} Beiwert zur Berücksichtigung der Systemunsicherheiten, nach [FIB MC 2010a] gilt:
 - $\gamma_{Rd} = 1,00$ (keine Unsicherheiten, Anwendung im Bestand z. B. bei Kenntnis des wirklichen Tragverhaltens)
 - $\gamma_{Rd} = 1,06$ (geringe Unsicherheiten, z. B. bei Unsicherheiten gegenüber zeitlichen und umgebungsbedingten Einflüssen)
 - $\gamma_{Rd} = 1,10$ (große Unsicherheiten, z. B. bei Unsicherheiten gegenüber dem Einfluss der Belastungsgeschichte)
- $\gamma_{R,sys}$ Teilsicherheitsbeiwert des Systemwiderstands
- γ_R^* Sicherheitsbeiwert

angesetzt wird. Die Teilsicherheitsfaktoren auf der Einwirkungsseite werden unverändert berücksichtigt. Nach [DIN 1045-1:2008] beträgt der Teilsicherheitsbeiwert des Systemwiderstandes einheitlich 1,30 und ergibt sich nach [FIB MC 2010b] (siehe Gl. (3.30)) aus

$$\gamma_{R,sys} = \gamma_{Rd} \cdot \gamma_R^* = 1,06 \cdot 1,20 = 1,30 \quad (3.31)$$

unter Ansatz geringer Unsicherheiten bei der Bestimmung des Systemwiderstandes. Ausgehend von den rechnerischen Mittelwerten der Baustoffeigenschaften nach [DIN 1045-1:2008 und FIB MC 2010b] lässt sich dieser Wert mit

$$\begin{aligned} f_{yR} &= 1,1 \cdot f_{yk} = 1,1 \cdot \gamma_s \cdot f_{yd} = \gamma_{R,sys} \cdot f_{yd} \\ \Rightarrow \gamma_{R,sys} &= \frac{f_{yR}}{f_{yd}} = 1,1 \cdot \gamma_s = 1,1 \cdot 1,15 = 1,27 \end{aligned} \quad (3.32)$$

$$\begin{aligned} f_{cR} &= \frac{1,1 \cdot \gamma_s}{\gamma_c} \cdot \alpha \cdot f_{ck} = 0,85 \cdot \gamma_c \cdot f_{cd} = \gamma_{R,sys} \cdot f_{cd} \\ \Rightarrow \gamma_{R,sys} &= \frac{f_{cR}}{f_{cd}} = 0,85 \cdot \gamma_c = 0,85 \cdot 1,50 = 1,27 \end{aligned} \quad (3.33)$$

aus dem Teilsicherheitsbeiwert für Bewehrungsstahl bzw. Beton herleiten. Es wird deutlich, dass die normative Anpassung der charakteristischen Werte der Baustoffeigenschaften notwendig ist, um einen versagensartabhängigen Teilsicherheitsbeiwert des Systemwiderstandes (Stahlzug- bzw. Betondruckversagen) zu vermeiden.

Eine vollständige Lösung des Zuverlässigkeitsproblems kann durch die Anwendung einer probabilistischen Betrachtung mittels Grenzzustandsgleichungen, die eine diskretisierte Beschreibung, z. B. des Tragverhaltens, ermöglichen, erfolgen. Hierbei wird die Versagenswahrscheinlichkeit zwischen den Einwirkungen und dem Widerstand unter Berücksichtigung der jeweiligen Streuungen und der mit der Art der Modellierung verknüpften Unsicherheiten nach

$$p_f = p_f(R - E \leq 0) \quad (3.34)$$

bestimmt (siehe auch **Abb. 3-1** und **Abb. 3-7**). Die probabilistische Zuverlässigkeitsanalyse unter Ansatz von Grenzzuständen ähnelt einer herkömmlichen Bemessung. Wesentlicher Unterschied ist jedoch, dass im Berechnungsmodell die Unsicherheiten bei den Einwirkungen, der daraus resultierenden Beanspruchung des Tragwerkes und dem Querschnittswiderstand durch Variablen berücksichtigt werden.

Die probabilistische Zuverlässigkeitsanalyse wird dabei häufig auf eine begrenzte Anzahl von Zuständen beschränkt, in denen das betrachtete System gerade noch dessen auslegungsspezifische Funktion erfüllt. Innerhalb des betrachteten Grenzzustandes können mechanische, physikalische (z. B. Temperatur), biologische oder chemische (siehe z. B. Korrosion) Einwirkungen berücksichtigt werden.

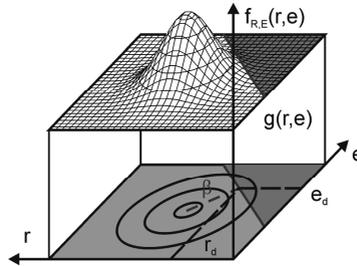


Abb. 3-7 Gemeinsame Wahrscheinlichkeitsdichte der Einwirkung E und des Widerstands R im zweidimensionalen Zufallsraum mit schattiertem Versagensbereich in Anlehnung an [Petryna 2004]

Die Auswertung der Grenzzustandsgleichungen, d. h. die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeiten, kann auf unterschiedliche Weise erfolgen. Eine Zusammenstellung und qualitative Bewertung unterschiedlicher Lösungsverfahren ist in [Hansen 2003 und Schnetgöke 2008] zu finden.

Als Ergebnis der Analysen kann die Zuverlässigkeit für jede Bemessungssituationen in Form einer Versagenswahrscheinlichkeit ausgewiesen werden. Die Ergebnisbewertung kann direkt vor dem Hintergrund der in Abschnitt 3.2 zusammengefassten Zuverlässigkeitsindizes erfolgen.

3.4 Systemzuverlässigkeit und Korrelation

Tragwerke bestehen häufig aus einer Vielzahl von einzelnen Elementen, deren einzelnes oder kombiniertes Versagen zu einem Versagen des Gesamtsystems führen kann. In diesen Fällen ist es nicht ausreichend, lediglich ausgewählte Elemente oder das System als Ganzes, unter Ansatz eines einzelnen, dominierenden Versagensmechanismus, zu betrachten. Die logische Verknüpfung einzelner Elemente ermöglicht, das Zusammenwirken unterschiedlicher Versagensmechanismen bzw. Komponenten eines Systems durch eine Kombination aus Seriensystemen und Parallelsystemen zu beschreiben und hieraus eine Systemzuverlässigkeit herzuleiten. Dieser Vorgehensweise liegt die Überlegung zugrunde, dass der

Zustand der einzelnen Elemente als binäre Zufallsvariable abgebildet und als Zuverlässigkeitsblockdiagramm (siehe **Abb. 3-8**) idealisiert werden kann.

Seriensysteme (siehe **Abb. 3-8**, links) sind dadurch gekennzeichnet, dass bei Ausfall eines einzelnen Elementes n ein Versagen des Gesamtsystems eintritt. Die Versagenswahrscheinlichkeit eines Seriensystems lässt sich mit

$$\left(\max [p_{f,j}]\right) \leq p_f \left(\bigcup_{j=1}^n (g_j \leq 0)\right) = 1 - \prod_{i=1}^n (1 - p_{f,i}) \leq \left(\sum_{j=1}^n p_{f,j} \leq 1\right) \quad (3.35)$$

bestimmen. Die obere Schranke ergibt sich aus der Näherung für kleine Versagenswahrscheinlichkeiten, die untere Grenze gilt für vollständig korrelierte Elemente. Hieraus folgt, dass die Versagenswahrscheinlichkeit dieses Systems immer größer oder gleich der größten Versagenswahrscheinlichkeit einer Einzelkomponente des Systems ist.

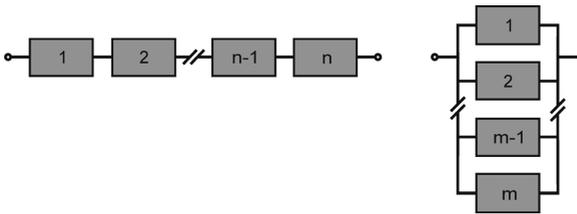


Abb. 3-8 Zuverlässigkeitsblockdiagramme für ein Seriensystem (links) und ein Parallelsystem (rechts)

Demgegenüber müssen bei Parallelsystemen (siehe **Abb. 3-8**, rechts) alle Elemente m einzeln versagen, um ein Versagen des Gesamtsystems nach

$$p_f \left(\bigcap_{i=1}^m (g_i \leq 0)\right) = \prod_{i=1}^m (p_{f,i}) \leq \left(\min [p_{f,i}]\right) \quad (3.36)$$

herbeizuführen. Die obere Schranke ergibt sich unter der Annahme vollständig korrelierter Einzelelemente. Die Versagenswahrscheinlichkeit eines Parallelsystems ist demnach kleiner oder gleich der kleinsten Versagenswahrscheinlichkeit der Einzelkomponenten des Systems.

Für eine Anzahl n unabhängiger Elemente ist in **Abb. 3-9** der Zuverlässigkeitsindex eines Parallelsystems bzw. Seriensystems als Funktion der statisch unabhängigen Komponenten mit identischer Versagenswahrscheinlichkeit dargestellt. Hieraus ist zu erkennen, dass erwartungsgemäß der Zuverlässigkeitsindex durch eine Erhöhung der Komponentenanzahl bei Parallelsystemen größer und bei Serien-

systemen kleiner wird. Entsprechend den in Gl. (3.35) und (3.36) angegebenen Grenzen sinkt mit zunehmender Abhängigkeit der Komponenten untereinander die Zuverlässigkeit eines Parallelsystems, wohingegen die Zuverlässigkeit eines Reihensystems wächst.

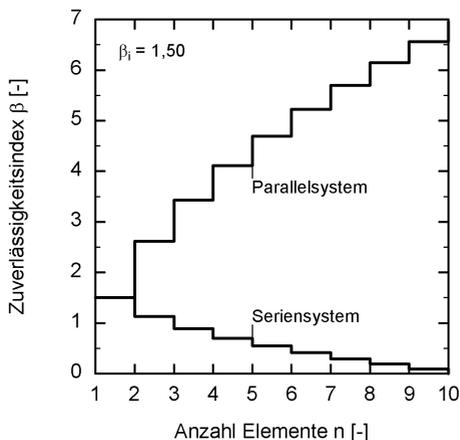


Abb. 3-9 Zuverlässigkeitsindex eines Parallelsystems bzw. Seriensystems in Abhängigkeit der Anzahl statisch unabhängiger Elemente mit identischer Versagenswahrscheinlichkeit

Die unter wirklichkeitsnahen Bedingungen häufig auftretenden Mischsysteme (siehe auch [Klinzmann 2008]) lassen sich mit

$$p_{f,sys}^{k-m} = p_f \left(\bigcap_{i=1}^m \bigcup_{j=1}^n (g_{i,j} \leq 0) \right) \quad (3.37)$$

aus einer Kombination von m in Serie und n in Reihe geschalteten Komponenten beschreiben. Zur Entwicklung einer geeigneten Modellierung der Mischsysteme bzw. zu deren Visualisierung werden i. d. R. Fehlerbäume verwendet (siehe auch [Müller 2011]).

Die gegenseitige, lineare Abhängigkeit der Elemente des Systems muss zusätzlich berücksichtigt werden und kann vereinfachend durch den dimensionslosen Korrelationskoeffizienten ausgedrückt werden, der Werte zwischen -1 (vollständig negative Korrelation) und $+1$ (vollständig positive Korrelation) annehmen kann, und eine Korrelation mit dem Wert 0 die vollständig stochastische (lineare) Unabhängigkeit der Elemente bedeutet. In **Tabelle 3-14** sind zusätzliche Anhaltswerte

zur Einstufung von Korrelationskoeffizienten angegeben. Baupraktisch sind die einzelnen Komponenten weder vollständig korreliert, noch vollständig unabhängig voneinander.

Tabelle 3-14 Einstufung der Korrelationskoeffizienten nach [Fischer 2001]

Korrelationskoeffizient	Einstufung der Korrelationseigenschaft
$ \rho = 0,00$	perfekt unkorreliert
$ \rho < 0,20$	nicht signifikant oder schwach korreliert
$0,20 \leq \rho \leq 0,60$	mittlere Korrelation
$ \rho > 0,60$	signifikant oder stark korreliert
$ \rho > 0,80$	perfekt korreliert

In **Abb. 3-10** ist exemplarisch der Einfluss unterschiedlicher, linearer Korrelationskoeffizienten auf die Parameter X und Y dargestellt. Hierfür wurden insgesamt 30 Zufallszahlen für beide normalverteilte Parameter erzeugt (siehe **Abb. 3-10** mit $\rho = 0,00$). Anschließend wurden die Zufallszahlen für den Parameter Y in Abhängigkeit des definierten Korrelationskoeffizienten modifiziert.

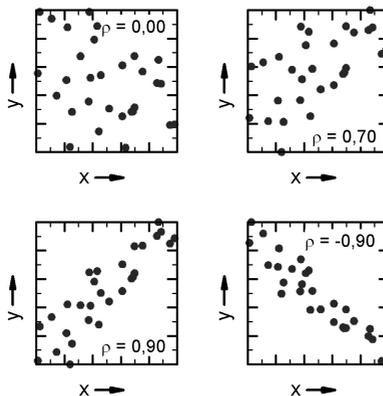


Abb. 3-10 Exemplarische Punktwolken zur Verdeutlichung der Korrelation

Aus den Punktwolken in **Abb. 3-10** kann allgemein abgeleitet werden, dass Korrelationskoeffizienten im Bereich des Wertes Null zu einer gleichmäßigen

Verteilung der Punktpaare im Parameterfeld führen. Mit anwachsendem Betrag des Korrelationskoeffizienten reduziert sich die Streuung der Punktwolke und es ist zunehmend eine bevorzugte Ausrichtung erkennbar. Bei einem Korrelationskoeffizienten im Bereich des Wertes 1,0 ergibt sich entsprechend der linearen Abhängigkeit der Parameter annähernd eine Gerade. Das Vorzeichen des Korrelationskoeffizienten bestimmt die Ausrichtung der Punktwolke.

Der Wert des Korrelationskoeffizienten kann durch Regressionsanalysen an bestehenden Daten bestimmt werden. Da häufig jedoch diese Daten nicht bzw. nicht in dem erforderlichen Umfang vorliegen, muss der Korrelationskoeffizient i. d. R. abgeschätzt werden. Liegen keinerlei Information bzw. Erfahrungswerte zur Korrelation der betrachteten Parameter vor, sind ggf. im Rahmen einer Extremwertbetrachtung (Werte: -1, 0, 1) geeignete Werte festzulegen.

Um exemplarisch die Bedeutung des Korrelationskoeffizienten für die Zuverlässigkeitsanalyse darzustellen, werden nachfolgend zwei Einzellasten (z. B. Achslasten eines zweiachsigen Fahrzeuges) mit jeweils einer Last von 10 kN betrachtet. Beide Einzellasten werden mit einem Variationskoeffizienten von 20 % als normalverteilt angenommen. In **Abb. 3-11** sind die resultierenden Verteilungsdichten der summierten Einzellasten (z. B. Fahrzeuggesamtlast) für Korrelationskoeffizienten von 0,0 bzw. 0,9 dargestellt.

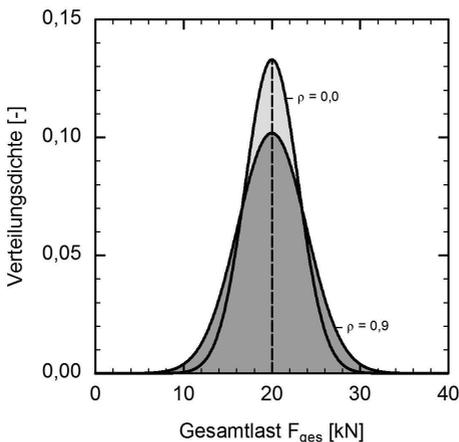


Abb. 3-11 Exemplarische Verteilungsdichte von zwei überlagerten Einzellasten

Der Mittelwert beider Verteilungsdichten liegt erwartungsgemäß bei dem Wert 20 kN. Deutlich erkennbar ist jedoch, dass der größere Korrelationskoeffizient zu

größeren Streuungen führt. Sofern eine Korrelation vorliegt, wie diese z. B. bei den Achslasten eines einzelnen Fahrzeuges gegeben ist, treten folglich höhere Gesamtlastwerte mit einer größeren Wahrscheinlichkeit auf.

Wie die vorausgegangenen Betrachtungen zeigen, ist die Erfassung von Abhängigkeiten zwischen Systemkomponenten und einzelnen Parametern von entscheidender Bedeutung für die probabilistische Zuverlässigkeitsanalyse. In den Abschnitten 7.4 werden hierzu weitergehende Betrachtungen in der Anwendung auf bestehende Bauwerke angestellt.

3.5 Bayes'sches Update

Die Auseinandersetzung mit bestehenden Bauwerken erfordert die Integration von Vorinformationen in die Zuverlässigkeitsbetrachtung. Hierbei ist zu unterscheiden, ob diese Vorinformationen die ggf. im Rahmen von vorausgehenden Betrachtungen fälschlich getroffenen Annahmen ersetzen oder eine Annahme ergänzen. Bei der Bewertung bestehender Bauwerke sind i. d. R. die vorliegenden Informationen unvollständig. Der Satz von Bayes mit

$$P(A_i|E) = \frac{P(E|A_i) \cdot P(A_i)}{P(E)} = \frac{P(E|A_i) \cdot P(A_i)}{\sum_{j=1}^n P(E|A_j) \cdot P(A_j)} \quad (3.38)$$

mit:	$P(A)$	a-priori Wahrscheinlichkeit von A
	$P(\bar{A})$	a-priori Gegenwahrscheinlichkeit von A
	$P(A E)$	a-posteriori Wahrscheinlichkeit von A nach der Beobachtung von E
	$P(E A)$	Likelihood der Beobachtung E , d. h. die Wahrscheinlichkeit von E unter der Voraussetzung der Richtigkeit von A
	$P(E)$	Normalisierende Konstante

erlaubt hier eine Quantifizierung des Einflusses von zusätzlichen Informationen (a-posteriori) auf die Auftretenswahrscheinlichkeit (prior) über einen definierten Zustand. Unter der Voraussetzung, dass nur ein Zustand A betrachtet wird, kann mit

$$P(A|E) = \frac{P(E|A) \cdot P(A)}{P(E|A) \cdot P(A) + P(E|\bar{A}) \cdot P(\bar{A})} \quad (3.39)$$

vereinfacht werden. In gleicher Weise können mit

$$f_Q^*(q|\hat{x}) = \frac{L(\hat{x}|q) \cdot f_Q'(q)}{\int_{-\infty}^{\infty} L(\hat{x}|q) \cdot f_Q'(q) dq} \quad (3.40)$$

$$f_X^U(x) = \int_{-\infty}^{\infty} f_X(x|q) \cdot f_Q^*(q|\hat{x}) dq \quad (3.41)$$

mit:	$f_Q(q)$	Verteilungsfunktion der Zufallsvariable Q
	$f_Q'(q)$	Prior-Verteilungsfunktion der Zufallsvariable Q
	$f_Q^*(q)$	Posterior-Verteilungsfunktion der Zufallsvariable Q
	$L(\hat{x} q)$	Likelihood eines Versuchsergebnisses innerhalb von \hat{x}
	$f_X^U(x)$	Prediktor-Verteilungsfunktion der Zufallsvariable X

Informationen über Zufallsvariablen berücksichtigt werden. Durch ein Update nach Gl. (3.40) wird die Aussage hinsichtlich einer Zufallsvariable Q (prior) auf Basis von Beobachtungen (d. h. Stichproben) einer anderen Zufallsvariable X (Likelihood) verbessert, während demgegenüber mit Gl. (3.41) die Aussage über die Zufallsvariable X auf Basis von Gl. (3.40) betrachtet wird.

In [Henke 1982 und JCSS 2001] sind für ausgewählte Verteilungsfunktionen geschlossene Lösungen für die Posterior- und Prediktor-Verteilungsfunktionen zusammenfassend beschrieben.

Die exemplarische Anwendung des Bayes'schen Updates auf die Erfassung des Erkenntniszuwachses bei Baustoffgütern wurde bereits in Abschnitt 2.3.5.3 dargestellt. In Abschnitt 7.2 werden weitere Anwendungen des Bayes'schen Updates zur Integration von Vorinformationen bei bestehenden Bauwerken aufgezeigt.

3.6 Schlussfolgerungen

In diesem Abschnitt wurden, als zentrales Modul innerhalb des zuverlässigkeitsorientierten Bewertungskonzeptes für bestehende Bauwerke, die Grundlagen der Zuverlässigkeitstheorie erläutert. Es wurde dargestellt, dass die Aspekte der „Tragfähigkeit“ bzw. „Gebrauchstauglichkeit“ eigenständige Grenzzustände darstellen, während der Aspekt „Dauerhaftigkeit“ die Betrachtung dieser Aspekte auf bauwerksspezifische Nutzungsdauer erweitert und daher keinen eigenständigen Grenzzustand darstellt. Werden Betrachtungen zur Dauerhaftigkeit losgelöst von den Aspekten der „Tragfähigkeit“ bzw. „Gebrauchstauglichkeit“ angestellt (z. B. Betrachtungen zur Einleitungsphase der Bewehrungskorrosion), so sind diese

Betrachtungen unter dem Aspekt der Zuverlässigkeitstheorie als Ersatzgrenzzustände zu interpretieren.

Als geeignetes Zuverlässigkeitsmaß zur Bewertung der Kriterien Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit wurde der Zuverlässigkeitsindex identifiziert. Grenzwerte für den Zuverlässigkeitsindex werden normativ unterschiedlich definiert und spiegeln letztlich die Risikoakzeptanz in Abhängigkeit der Versagensfolgekosten wieder.

Für die Bewertung von Bestandsbauwerken werden im Weiteren die Grenzwerte der Zuverlässigkeitsindizes für die Kriterien „Tragfähigkeit“ und „Gebrauchstauglichkeit“ nach **Tabelle 3-7** bzw. für das Kriterium „Dauerhaftigkeit“ nach **Tabelle 3-10** angenommen. Nur im Einzelfall, sofern durch zusätzliche Nachweise oder Betrachtungen (z. B. Tragverhalten führt zu einem Versagen mit Vorankündigung, regelmäßige Bauwerksinspektion) die Ausnahme begründet ist, wird abweichend ein Zuverlässigkeitsindex zur Bewertung der Tragfähigkeit die Angaben in **Tabelle 3-11** verwendet.

Aus der Zusammenstellung der Methoden der Grenzzustände wird deutlich, dass trotz abweichender Umsetzung die Sicherheitskonzepte unterschiedlicher Normengeneration einander gleichen bzw. ineinander überführbar sind. Aufgrund der einfachen Handhabbarkeit bzw. deutlich größeren Rechengenauigkeit wird im Folgenden die Bewertung bestehender Bauwerke auf Basis probabilistischer Betrachtungen mittels Grenzzustandsgleichungen vorgenommen.

Die vorgestellten Teilmodule zur Systemzuverlässigkeit und Korrelation ermöglichen die Entwicklung komplexer Modelle zur Beschreibung von Systemeffekten auf Basis einfacher Modelle. Diese Teilmodule sind für die Bewertung bestehender Bauwerke notwendig, sobald Strukturen mit mehreren Versagensmechanismen betrachtet werden.

Der Teilmodul zum Bayes'schen Update beschreibt eine innerhalb des Bewertungskonzeptes häufig wiederkehrende Methodik zur Integration von Vorinformationen. Hierbei werden i. d. R. bestehende Informationen durch zusätzliche Informationen ergänzt, wobei gleichzeitig die Qualität der neuen Informationen berücksichtigt werden kann. Durch die Anwendung des Bayes'schen Updates auf bestehende Bauwerke ist es möglich, den Aufwand zur Erhebung notwendiger Informationen zu begrenzen.

4 Stochastische Modelle zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit

4.1 Allgemeines

Der Nachweis der geforderten Zuverlässigkeit erfolgt unter Ansatz stochastischer und mechanischer Modelle über Grenzzustandsgleichungen mit der Grenzbedingung $g(x) = 0$ (siehe auch Abschnitt 3.3), die sich in erweiterter Form durch

$$g(x) = \theta_R \cdot R - \theta_E \cdot E \quad (4.1)$$

mit:	E	Einwirkungsmodell (Abschnitt 4.2)
	θ_E	Modellunsicherheit Einwirkungsmodell
	R	Widerstandsmodell (Abschnitt 4.3)
	θ_R	Modellunsicherheit Widerstandsmodell

beschreiben lassen. Als Grenzbedingung können beliebige Vergleichswerte (z. B. Lasten im Traglastverfahren oder Schnittgrößen an diskreten Stellen) genutzt werden, sofern diese den betrachteten Grenzzustand hinreichend kennzeichnen und der Zusammenhang zwischen Einwirkungen und Widerstand bzw. den Vergleichswerten annähernd konstant ist. Sofern keine bzw. nicht hinreichend wirklichkeitsnahe Ansätze zur Beschreibung des Tragwiderstandes vorliegen, können ebenfalls empirische Korrekturfaktoren als Erweiterung bestehender Lösungsverfahren zur Anwendung kommen (siehe auch [GruSiBau 1981]). Mögliche systembedingte und lastabhängige Schnittgrößenumlagerungen aufgrund physikalisch nichtlinearer Zusammenhänge und die daraus resultierenden Systemreserven bleiben i. d. R. unberücksichtigt.

Nachfolgend werden stochastische Ansätze der Einwirkungs- und Widerstandsseite weitergehend betrachtet, die sich an den Konzepten von [DIN 1055-100:2001, DIN EN 1990:2002, DIN 1045-1:2008 und DIN EN 1992-1-1:2011] orientieren.

4.2 Stochastische Modelle der Einwirkungsseite

4.2.1 Allgemeines

Die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit erfordert das Vorhandensein einer abgesicherten Datengrundlage hinsichtlich der auf ein Bauwerk einwirkenden Belastungen. Unterschieden werden üblicherweise (siehe auch [GruSiBau 1981]):

- ständige Einwirkungen, deren zeitliche Änderung klein ist und selten oder monoton erfolgt (Aufretenswahrscheinlichkeit bezogen auf ein Jahr: $P = 100 \%$),

- veränderliche Einwirkungen, bei denen zeitliche Änderungen häufig und nicht monoton einheitlich auftreten (Auftrittswahrscheinlichkeit bezogen auf ein Jahr: gering, ca. $1\% < P \leq 5\%$) und
- außergewöhnliche Einwirkungen, die durch einen großen Wiederholungszeitraum charakterisiert sind (Auftrittswahrscheinlichkeit bezogen auf ein Jahr: sehr gering, ca. $1\% < P \leq 1\%$).

In **Tabelle 4-1** sind den genannten Einwirkungsarten exemplarisch Lastursachen zugeordnet. Differenzierungsmöglichkeiten ergeben sich dabei durch die Betrachtung der räumlichen und zeitlichen Verteilung (siehe **Abb. 4-1** und **Abb. 4-2**) sowie der Intensität der Einwirkungen.

Tabelle 4-1 Beispiele für unterschiedliche Einwirkungsarten in Anlehnung an [GruSiBau 1981 und Rackwitz 1996]

Eiwirkungsart	Beispiele
ständig	Eigengewicht der Tragkonstruktion und Ausbauten Einwirkungen aus der Bauweise: Vorspannung, Schwinden, Kriechen Lasten aus der Bauwerksumgebung: Erd- und Felsdruck, statischer Flüssigkeitsdruck, Grundwasser
veränderlich	nutzungsbedingte Lasten: Verkehrslasten, dynamische Maschinenlasten, Kranlasten, Temperatureinwirkung, Schüttgüter, Silolasten, Strömungsdruck in Leitungen klimatisch bedingte Lasten: Windlasten, Schneelasten, Eislasten, Eisdruck, Temperatureinwirkungen, Feuchtigkeit, Wellenbelastung Einwirkungen aus der Bauweise: Transportlasten, Lagerwechsel
außergewöhnlich	Erdbebenlasten, Anpralllasten, Explosionslasten aus Detonation bzw. Deflagration, Brandeinwirkung

Begrifflich kann weitergehend unterschieden werden zwischen ortsfesten Einwirkungen, die eine feste (d. h. gegebene) räumliche Verteilung (z. B. Eigengewicht) haben und freien Einwirkungen, deren räumliche Verteilung deterministisch oder stochastisch zeitveränderlich ist (z. B. Zufallsfeld der Nutzlasten). Ferner kann zwischen statischen und dynamischen (d. h. durch Massenkkräfte hervorgerufenen) Einwirkungen unterschieden werden.

Innerhalb von Normen werden die eigentlich messbaren Belastungen eines Tragwerkes sowohl räumlich als auch zeitlich gefiltert (siehe z. B. [Hansen 2003]). Die einzelnen Effekte sind dabei

- die räumliche Filterung: Ersatz der festen bzw. freien Einwirkungen durch eine äquivalente Einwirkung mit gleicher Lastwirkung (siehe **Abb. 4-1**) und
- die zeitliche Filterung: Zusammenfassung der zu unterschiedlichen Zeitpunkten und mit unterschiedlichen Wirkungsdauern auftretenden Einwirkungen (siehe **Abb. 4-2**) für einen gegebenen Bezugszeitraum.

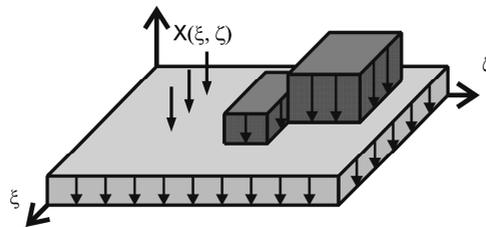


Abb. 4-1 Lasteinwirkungen als Zufallsfeld bzw. äquivalentes, gleichförmiges Feld in Anlehnung an [Grünberg 2004]

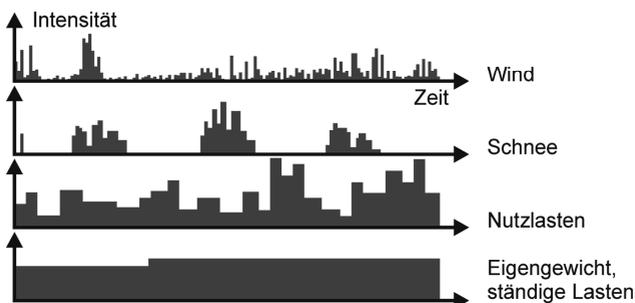


Abb. 4-2 Exemplarische Wirkungszeitpunkte und Wirkungsdauern unterschiedlicher Einwirkungsarten in Anlehnung an [Grünberg 2004]

Die Filterungen tragen zu einer wesentlichen Vereinfachung des Bemessungsablaufes bei und bilden die Grundlage für die Einwirkungsnormen (siehe z. B. [DIN EN 1991-1-1:2010]), wengleich die daraus resultierenden Festlegungen zu den Einwirkungen nicht mehr unabhängig von der Bauwerksart und der Tragwerksform sind. Zur teilweise notwendigen Kompensation der durch diesen vereinfachten Lastansatz hervorgerufenen, ungewollten Einflüsse ist zu berücksichtigen, dass

- Einzellasten in bestimmten Bemessungssituationen normativ gesondert zu berücksichtigen sind, um eine ausreichende, konstruktive Durchbildung (siehe z. B. Ansatz von Radlasten bei Bemessung von Brücken) zu gewährleisten, und

- Kombinationsbeiwerte bei der Bildung eines integralen Einwirkungsmodells definiert werden müssen, um die Wahrscheinlichkeit eines gleichzeitigen Auftretens voneinander unabhängiger Einwirkungen zu berücksichtigen (siehe z. B. Überlagerung von maximalen Wind- und Schneelasten).

Sofern ausreichende, statistische Daten vorhanden sind, werden für normative Lastansätze aufbauend auf der Kenntnis über die Verteilungen der Einwirkungen und unter Anwendung der zuvor beschriebenen Filterungen charakteristische Bemessungswerte als Quantilwerte (siehe auch **Tabelle 4-2**) für einen gegebenen Bezugszeitraum abgeleitet. Erfüllen die vorliegenden Daten jedoch nicht den statistischen Anforderungen, so werden teilweise Schätzwerte bzw. deterministische Grenzwerte als Ersatz für die Quantilwerte eingeführt.

Tabelle 4-2 Festlegungen zur Annahme der charakteristischen Werte nach [DIN 1055-100:2001]

Art der Einwirkung	charakteristische Bemessungswerte, Verteilungstyp und Bezugsdauer
ständigen Einwirkungen mit kleinen Variationskoeffizienten ($V \leq 0,1$)	Mittelwert
ständigen Einwirkungen mit großem Variationskoeffizienten ($V > 0,1$)	95 % Quantilwert (ungünstig) bzw. 5 % Quantilwert (günstig) der ND
veränderliche Einwirkungen mit kleinen Variationskoeffizienten ($V \leq 0,1$)	Mittelwert der Extremwerte (i. d. R. GumD) im Bezugszeitraum
veränderliche Einwirkungen mit großem Variationskoeffizienten ($V > 0,1$)	98 % Quantilwert (klimatische Einwirkung) bzw. 95 % Quantilwert (Nutzlasten) der Extremwerte (i. d. R. GumD) im Bezugszeitraum
außergewöhnliche Einwirkungen	gesonderte Betrachtung erforderlich, da Reduzierung der erforderlichen Zuverlässigkeit möglich

Da Streuungen durch die in vielen Fällen nur begrenzten Möglichkeiten der Datenerfassung bzw. Schätzung der Einwirkungen unvermeidbar sind, müssen die Abweichungen innerhalb einer probabilistischen Berechnung durch die Einführung eines Beiwertes zur Modellgenauigkeit berücksichtigt werden. Dieser Beiwert soll Unschärfen bzw. Modellunsicherheiten abdecken, die durch Vereinfachungen des statischen Systems, der Lagerungsbedingungen und zusätzlicher Einflüsse (z. B. Steifigkeitsreduktion des Systems infolge Rissbildung) zwangsläufig entstehen. Viele dieser einzelnen Einflüsse können nur subjektiv abgeschätzt werden. Angaben

hierzu sind in Anhang D, basierend auf unterschiedliche Literaturquellen, zu finden. Erwartungsgemäß ergeben sich im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit verhältnismäßig große Unsicherheiten, während im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Unsicherheiten geringer angesetzt werden können, da überwiegend Gleichgewichtsbedingungen abgebildet werden, bei denen die genannten Einflüsse nur untergeordnet einfließen.

In den folgenden Abschnitten 4.2.2 und 4.2.3 werden die ständigen und veränderlichen bzw. außergewöhnlichen Einwirkungen thematisiert. Ergänzend sind in Anhang A typische Einwirkungen, basierend auf der Auswertung unterschiedlicher Quellen (insbesondere [DIN 1055-100:2001, Hansen 2003, Schnell 2009 und Rackwitz 1996]) zusammenfassend dargestellt und jeweils durch ihre Verteilung im Bezugszeitraum charakterisiert.

4.2.2 Ständige Einwirkungen

Die ständigen Lasten ergeben sich aus den Eigenlasten der tragenden Konstruktion, die unmittelbarer Bestandteil des Tragsystems sind und während der gesamten Lebensdauer keinen wesentlichen Änderungen unterliegen, sowie den Eigenlasten der nichttragenden Teile (z. B. Ausbaulasten), die sich ggf. infolge von Modernisierungen während der Lebensdauer hinsichtlich ihres nominellen Wertes aber auch ihrer räumlichen Verteilung verändern. Charakterisiert werden beide Gruppen durch eine in der Zeit langsam ablaufende, geringe Änderung der Einwirkungen.

Bei üblichen Stahlbeton- und Spannbetonkonstruktion kann davon ausgegangen werden, dass die Summe der ständigen Lasten etwa 70 % der vertikal wirkenden Gesamtlasten eines Tragwerks umfassen. Dennoch ist die Sensitivität der Eigenlasten gegenüber der Versagenswahrscheinlichkeit verhältnismäßig gering, da die zugehörigen Streuungen im Vergleich zu den Streuungen der veränderlichen Einwirkung klein sind (siehe Anhang A).

Die Streuungen der ständigen Einwirkungen ergeben sich aus nachfolgend genannten Abweichungen gegenüber den angenommenen Verhältnissen:

- Abweichungen der Konstruktionsabmessungen von Planungs- bzw. Sollwerten,
- Ungenauigkeiten bei der Erfassung von Verbindungselementen,
- Vereinfachungen bei der Erfassung der Abmessungen,
- Streuungen der Wichte der verwendeten Baustoffe bzw.
- Änderungen aufgrund von Umwelteinflüssen (z. B. Feuchtigkeitsgehalt).

Zusammenfassend sind die ständigen Einwirkungen abhängig von dem Produkt der Zufallsgrößen: Raumgewicht (Wichte) und Volumen (geometrische Abmessungen).

Beide Größen können durch ein Zufallsfeld modelliert werden. Da jedoch die räumlichen Streuungen im Vergleich zu den Nutzlasten verhältnismäßig gering sind, kann i. d. R. von einer Modellierung der Eigenlast als stochastisches Feld abgesehen werden (siehe auch [Schnell 2009]).

Sowohl die Wichte als auch die geometrischen Abmessungen können prinzipiell durch eine logarithmische Normalverteilung beschrieben werden. Da jedoch die Variationskoeffizienten der ständigen Einwirkungen i. d. R. verhältnismäßig klein sind (ca. 3 % bis 10 %, siehe Anhang A), kann vereinfachend von einer normalverteilten Grundgesamtheit der ständigen Einwirkungen ausgegangen werden (siehe auch [DIN 1055-100:2001]). Nach [Ploch 2004] kann die Wirkung einer Vorspannung in gleicher Weise (Variationskoeffizient 5 % bis 10 %, normalverteilt) modelliert werden.

Bei ständigen Einwirkungen mit kleinen Variationskoeffizienten $V \leq 0,1$ entspricht der normativ festgelegte, charakteristische Bemessungswert dem Mittelwert der Einwirkung (siehe auch **Tabelle 4-2**).

Demgegenüber ist bei ständigen Einwirkungen mit großen Variationskoeffizienten $V > 0,1$ der 95 % Quantilwert dem charakteristischen Bemessungswert zugrunde zu legen. Unter Ansatz einer Normalverteilung ergibt sich durch

$$\mu_{ND} = \frac{F_k}{1 + \Phi^{-1}\left(\frac{P}{100}\right) \cdot V} \quad (4.2)$$

mit: μ_{ND} Mittelwert der Grundgesamtheit (normalverteilt)
 F_k charakteristische Einwirkung

der Zusammenhang zwischen Mittelwert und charakteristische Einwirkung in Abhängigkeit des Variationskoeffizienten. In **Abb. 4-3** ist Gl. (4.2) für unterschiedliche Quantile ausgewertet.

Mit der Kenntnis des Variationskoeffizienten können aus den normativ vorgegebenen, charakteristischen Bemessungswerten durch Anwendung von Gl. (4.2) die Mittelwerte der ständigen Einwirkungen für eine probabilistische Berechnung zurückgerechnet werden.

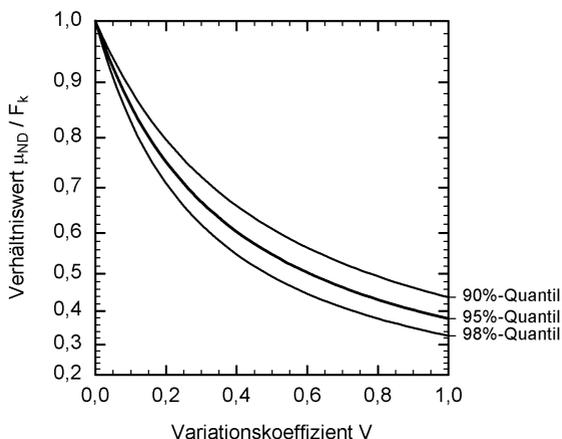


Abb. 4-3 Zusammenhang zwischen Quantil und charakteristischem Bemessungswert bei einer normalverteilten Grundgesamtheit

4.2.3 Veränderliche und außergewöhnliche Einwirkungen

Während die ständigen Einwirkungen i. d. R. als normalverteilt bzw. logarithmisch normalverteilt anzusehen sind, ist als stochastisches Modell für die veränderlichen und insbesondere die außergewöhnlichen Einwirkungen das Modell der Extremwerte zu wählen (siehe auch **Tabelle 4-2**). Obwohl diese Verteilung die Grundgesamtheit der betrachteten Basisvariable nicht immer optimal abbildet, kann durch Anpassung der entsprechenden Verteilungsparameter eine möglichst gute Approximation insbesondere im Bereich geringer Eintrittswahrscheinlichkeiten erreicht werden (siehe **Abb. 4-4**).

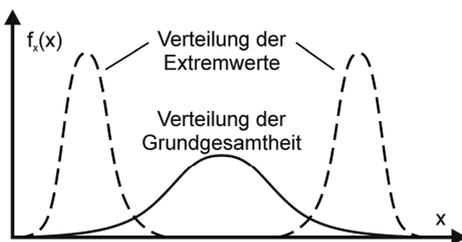


Abb. 4-4 Extremwertverteilungen

Für übliche Nutzungsdauern von Bauwerken liegen i. d. R. keine statistisch repräsentativen Daten zur Verteilung der maximalen Belastungen aus veränder-

lichen bzw. außergewöhnlichen Einwirkungen vor. Um dennoch sinnvolle Annahmen hinsichtlich des jeweils anzuwendenden, stochastischen Modells treffen zu können, wird zu einem bestimmten Zeitpunkt die Verteilung der Momentanlasten für verschiedene Bauwerke ermittelt (siehe auch [Hansen 2003]) und die Belastungsgeschichte als eine diskrete Anzahl von unabhängigen zufälligen Belastungen aus einer Grundgesamtheit idealisiert.

Da die Verteilungsfunktion der Grundgesamtheit folglich aus einer Stichprobe gemessener Lasten bestimmt wird, vereinfacht das daraus bestimmte Einwirkungsmodell den realen Zustand wesentlich. Somit ist die Vorhersage von Maximallasten in einem definierten Zeitraum (Nutzungszeitraum) i. d. R. sehr unsicher.

In Abschnitt 4.2.1 wurde bereits darauf hingewiesen, dass insbesondere die veränderlichen und außergewöhnlichen Einwirkungen eine räumliche Variabilität aufweisen. Für eine differenzierte Betrachtung dieser Problematik in Anwendung auf ein Tragwerk sind detaillierte Kenntnisse über das Zufallsfeld, das die räumliche Fluktuation der Lasten innerhalb einer bestimmten Bezugsfläche beschreibt (insbesondere: ständig wirkende und intermittierende Lastanteile, Lastkonzentrationsfaktoren), in Abhängigkeit der objektspezifischen Gegebenheiten erforderlich.

Da die Vorhersage der Maximallasten in einem definierten Zeitraum, wie bereits erwähnt, mit erheblichen Unsicherheiten behaftet ist und die zuvor genannten Daten zur Bestimmung der räumlichen Variabilität nur selten objektspezifisch und wirklichkeitsnah verfügbar sind, wird nachfolgend auf die Betrachtung der räumlichen Variabilität verzichtet. Es wird davon ausgegangen, dass in den normativ festgelegten Angaben zu den charakteristischen Bemessungswerten in Abhängigkeit der Nutzungskategorie (z. B. Büroflächen) diese Effekte bereits berücksichtigt sind. Unter der Annahme der Richtigkeit der normativen Lastansätze müssen die darauf aufbauenden, probabilistischen Berechnungen auf der sicheren Seite liegen, da die Angaben alle möglichen Kombinationen aus z. B. statischem System, Lasteinzugsfläche und Nutzungsart implizieren müssen.

In **Tabelle 4-3** und **Tabelle 4-4** sind entsprechend Anhang A wesentliche Angaben zu Verteilungstyp, Variationskoeffizient und normativ festgelegten Quantilwerten zur Bestimmung des charakteristischen Bemessungswertes innerhalb eines definierten Bezugszeitraums üblicher veränderlicher bzw. außergewöhnlicher Einwirkungen (u. a. nach [DIN 1055-100:2001, DIN-Fachbericht 101:2009, DIN EN 1991-1-1:2010, DIN EN 1991-2:2010 und Schnell 2009]) zusammengestellt.

Tabelle 4-3 Verteilungstyp, Variationskoeffizienten und Angaben zur Herleitung des charakteristischen Bemessungswertes veränderlicher bzw. außergewöhnlicher Einwirkungen

Nutzung bzw. Einwirkungsart	Typ der Verteilung	V	Quantil ²⁾	Bezugszeit ²⁾
Wohnräume (A2) ¹⁾	GumD	24 %	95 %	50 Jahre
Hotelzimmer (A2) ¹⁾	GumD	17 %	95 %	50 Jahre
Krankenzimmer (A2) ¹⁾	GumD	30 %	95 %	50 Jahre
Büroflächen (B1) ¹⁾	GumD	20 %	95 %	50 Jahre
Schulräume (C1) ¹⁾	GumD	30 %	95 %	50 Jahre
Empfangsräume (C1) ¹⁾	GumD	35 %	95 %	50 Jahre
Laborräume (C1) ¹⁾	GumD	30 %	95 %	50 Jahre
Verkaufsräume (D2) ¹⁾	GumD	21 %	95 %	50 Jahre
Lagerflächen (E2) ¹⁾	GumD	55 %	95 %	50 Jahre
Treppen und Podeste (T1) ¹⁾	GumD	28 %	95 %	50 Jahre
Fahrzeuglasten (Brücken)	³⁾	³⁾	95 %	50 Jahre
Nutzlasten (allgemein)	GumD	30 %	95 %	50 Jahre
Schneelasten (Landklima)	GumD	15 %	98 %	50 Jahre
Schneelasten (Seeklima)	GumD	30 %	98 %	50 Jahre
Windlasten (Staudruck)	GumD	20 %	98 %	50 Jahre
Erdbeben	-	100 %	-	-
außergewöhnliche Lasten	-	100 %	-	-
Mannlast, Personenansammlungen	GumD	siehe Tabelle 4-4		

¹⁾ Nutzungskategorie nach [DIN 1055-3:2006]

²⁾ in Bezug auf Lastannahmen z. B. nach [DIN 1055-100:2001 bzw. DIN-Fachbericht 101:2009], siehe Erläuterungen im Abschnitt 4.2.3

³⁾ Mischverteilung für einzelne Fahrzeugtypen, zumeist bimodale bzw. trimodale Normalverteilungen

Tabelle 4-4 Charakteristische Werte q_k bei Personenansammlungen, ausgehend von 95 % Quantil-Werten der Gumbel-Verteilung mit einer Bezugszeit von 50 Jahren

Nutzung bzw. Einwirkungsart	q_k [kN/m ²]	V
Baustellenbetrieb (Personal mit geringer Ausrüstung)	1,00 ¹⁾	30 % ⁴⁾
Baustellenbetrieb (bewegliche Rüstung)	0,50 ¹⁾	30 % ⁴⁾
Wohn- und Büroräume	1,00 + 2,00 ¹⁾	20 % ³⁾
Menschengedränge mit Bewegungsmöglichkeit	2,96 ²⁾	25 % ²⁾
Treppen und Podeste ohne nennenswerten Publikumsverkehr	3,00 ¹⁾	30 % ³⁾
Versammlungsräume, in Abhängigkeit der Nutzung	3,00 + 5,00 ¹⁾	30 % ³⁾
Treppen und Podeste mit erheblichem Publikumsverkehr sowie Fluchtwege und Fußgängerbrücken	5,00 ¹⁾²⁾	30 % ³⁾
Menschengedränge, sehr dicht, unkomfortabel	6,71 ²⁾	24 % ²⁾
Zugänge und Treppen von Tribünen als Fluchtweg	7,50 ¹⁾	30 % ³⁾

¹⁾ Werte aus [DIN 1055-2, DIN 1072 bzw. DIN Fachbericht 102 bzw. DIN EN 1991-2]

²⁾ Werte aus [Schneider 1994] abgeleitet

³⁾ siehe auch **Tabelle 4-3**

⁴⁾ Schätzwert

Ergänzend ist zu den normativen Festlegungen in **Tabelle 4-3** anzuführen:

- Die normativ festgelegten, charakteristischen Bemessungswerte der Verkehrslasten im Hochbau basieren i. d. R. nicht auf statistischen Auswertungen. Die einzelnen Werte sind daher überwiegend Nennwerte mit empirischem Charakter, deren Herkunft kein stochastisches Modell zugrunde liegt. Dennoch kann davon ausgegangen werden, dass aufgrund der großen Erfahrungen die Werte den zuverlässigkeitstheoretischen Anforderungen genügen.

Den Erläuterungen zur DIN 1055 (siehe [Grünberg 2004]) ist zu entnehmen, dass für Nutzlasten die 95 % Quantile der Extremwerte (Gumbel-Verteilung, GumD) als charakteristische Werte bezogen auf die Nutzungsdauer für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren verwendet werden. Anderen Regelwerken liegen teilweise abweichende Vorgaben zugrunde (z. B. 99 % Quantil nach [GruSiBau 1981] oder 98 % Quantil nach [DIN EN 1990:2002]).

- Die Verkehrslastannahmen auf Brücken in älteren Normen (siehe z. B. Beiblatt zur [DIN 1072:1985]) basieren auf empirischen Lastmodellen, die nicht als charakteristische Werte angesehen werden dürfen. Demgegenüber wurden bei der Erarbeitung aktueller Lastnormen für Brücken, (z. B. [DIN EN 1991-2:2010

und DIN-Fachbericht 101:2009]) statistische Auswertungen von Lastmessungen genutzt. Die Festlegungen der charakteristischen Werte erfolgten damit im Rahmen umfangreicher Simulationsrechnungen. Hierfür wurden verschiedene Lastwagentypen, beladen und unbeladen, im fließenden Verkehr sowie Stausituationen untersucht (siehe z. B. [Kaschner 2009 und Kaschner 2011]).

Zur Beschreibung der Gesamtgewichte der einzelnen Fahrzeugtypen können bimodale bzw. trimodale Normalverteilungen verwendet werden, die eine durch

$$f_{GG}(x) = \sum_{i=1}^n \xi_i \cdot f_i(x, \mu_i, \sigma_i) \quad \text{und} \quad \sum_{i=1}^n \xi_i = 1 \quad (4.3)$$

beschreibbare, kombinierte Verteilung ergeben. Aufbauend auf der Verteilung der Gesamtgewichte der einzelnen Fahrzeugtypen, können die Achslasten über den Ansatz konstanter Verhältnisse bestimmt werden. Der Fahrzeugabstand ist ein weiterer wichtiger Parameter, der nach [Kaschner 2009] als logarithmisch normalverteilt angesehen werden kann. Entsprechend [DIN EN 1991-2:2010] liegt den charakteristischen Werten das 95 % - Quantil der Extremwertverteilung (Bezugszeitraum 50 Jahre) zugrunde. In [Braml 2010] wird ausgeführt, dass basierend auf der Auswertung von Verkehrslastmessungen und Simulationsrechnungen wirklichkeitsnaher Verkehrsströme die Extremwertverteilung der Schnittgrößen durch eine Gumbel-Verteilung mit einem Variationskoeffizienten von ca. 10 % bis 15 % abgebildet werden kann. Untersuchungen in [Sieb 2010] bestätigen diese Annahme sowohl für die Situation „fließender Verkehr“ als auch für „Stau“.

- Die charakteristischen Werte klimatischer Einwirkungen (z. B. Wind, Schnee und Temperatur) können gemäß [DIN 1055-100:2001 und DIN EN 1990:2002] durch das 98 % Quantil der Jahresmaxima beschrieben werden. Demgegenüber war nach [DIN 1055:1975] der 95 % Quantilwert mit einem Variationskoeffizient von $V = 45 \%$ anzusetzen. Zu beachten ist, dass dieser Wert ohne Veränderungen in die aktuellen Normen übernommen worden ist. Eine Erhöhung des Wertes für den Bezugszeitraum von 20 Jahren bzw. 50 Jahren wurde nicht vorgesehen. Die nicht berücksichtigte Erhöhung beträgt ca. 18 % (vgl. auch **Abb. 4-7**).
- Als Mannlast (Handwerker mit Werkzeug) wird normenübergreifend eine Ersatzlast von 1,0 kN angesetzt, die nach [DIN 1055-2] auf eine Aufstandsfläche von 5 cm auf 5 cm anzusetzen ist. Zum Vergleich beträgt das durchschnittliche Personengewicht eines Arbeiters in Hoch-, Tief- und Ausbauberufen ent-

sprechend dem Mikrozensus für das Jahr 2009 des Statistischen Bundesamtes 83,8 kg, wobei nach eigener Auswertung der Daten über die insgesamt befragte, männliche Bevölkerung zwischen 18 und 65 Jahren ein Mittelwert für eine Person von 84 kg bei einem Variationskoeffizienten des Personengewichtes von 13 % bestimmt wurde. Der sich hieraus ergebende, charakteristische Wert (95 % Quantilwert) entspricht der Mannlast von 1,0 kN.

- Werden anstelle von Einzelpersonen größere Personenansammlungen betrachtet, so muss zwischen zwei Fällen unterschieden werden.

Im ersten Fall wird eine definierte Personenanzahl auf einer abgegrenzten Fläche betrachtet. Gilt hierbei näherungsweise, dass das Gewicht der einzelnen Personen statistisch unabhängig ist, kann der Variationskoeffizient einer Personengruppe bestehend aus n Personen nach dem zentralen Grenzwertsatz der Statistik mit

$$V_n = \frac{\sigma_n}{\mu_n} = \frac{\sqrt{n} \cdot \sigma_1}{n \cdot \mu_1} = \frac{\sigma_1}{\sqrt{n} \cdot \mu_1} = \frac{V_1}{\sqrt{n}} \quad (4.4)$$

bestimmt werden. Dieser Ansatz eines mit zunehmender Personenanzahl abnehmenden Variationskoeffizienten berücksichtigt den gegenseitigen Ausgleich unterschiedlicher, zufälliger Effekte. In **Abb. 4-5** ist die resultierende Mannlast in Abhängigkeit der betrachteten Personenanzahl mit den obigen Verteilungsparametern dargestellt. Deutlich zu erkennen ist, dass sich die charakteristische Mannlast bei größeren Personengruppen dem Mittelwert annähert. Unter Annahme einer maximal möglichen Personenkonzentration auf der Fläche von einem Quadratmeter von sieben Personen ergibt sich hieraus ein für Menschengedränge praktischer Maximalwert von $q_k = 6,3 \text{ kN/m}^2$ mit einem Variationskoeffizienten von 5 % (siehe auch [Schneider 1994]).

Im zweiten Fall wird das Auftreten einer zufälligen Personenanzahl auf einer definierten Fläche mit ausreichender Größe betrachtet, was regelmäßig normativen Belastungsangaben zugrunde liegt. Wesentlicher Unterschied gegenüber dem ersten Fall ist, dass der Variationskoeffizient annähernd unabhängig von dem Mittelwert angenommen wird. Indirekt wird hierdurch berücksichtigt, dass die Wahrscheinlichkeit für das Auftreten von Personenkonzentrationen auf größeren Flächen abnimmt (siehe z. B. spannweitenabhängiger Verkehrslastansatz bei Fußgängerbrücken nach [DIN Fachbericht 101]). Dieser Zusammenhang ist in **Abb. 4-6** erkennbar, bei der die Verteilungsdichten für typische Lastannahmen bei Personenansammlungen nach **Tabelle 4-4** dargestellt sind.

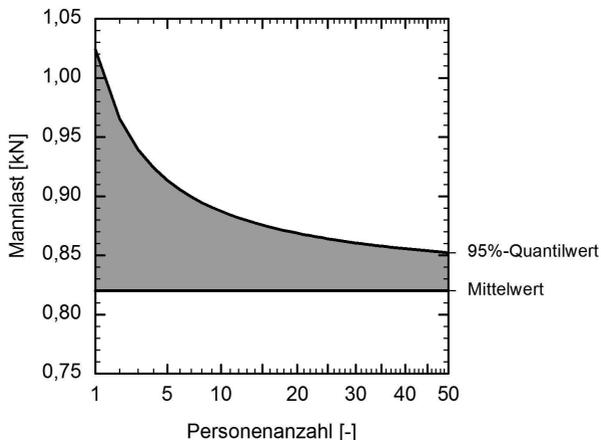


Abb. 4-5 Mannlast in Abhängigkeit der Personenanzahl

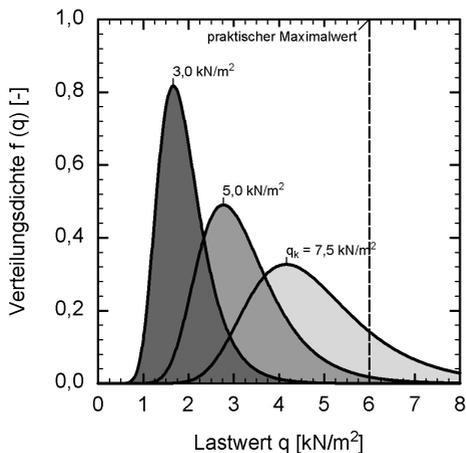


Abb. 4-6 Gumbel-Verteilungsdichten für Lastannahmen bei Personenansammlungen

Tabelle 4-3 und **Tabelle 4-4** kann in Verbindung mit den vorangegangenen Angaben zur Rückrechnung der Mittelwerte der Grundgesamtheit für eine probabilistische Analyse aus den normativ gegebenen, charakteristischen Bemessungswerten genutzt werden. Unter Ansatz einer Extremwertverteilung Typ 1 der Größtwerte (GumD) kann der Mittelwert der Grundgesamtheit mit Kenntnis des Variationskoeffizienten aus den charakteristischen Bemessungswerten (z. B. nach

[DIN 1055-3:2006]) für einen Bezugszeitraum gleich dem Lastbeobachtungszeitraum mit

$$\mu_{\text{GumD},T} = \frac{F_{k,T}}{1 - \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot V_T \cdot \left(0,57722 + \ln \left(-\ln \left(\frac{p}{100} \right) \right) \right)} \quad (4.5)$$

mit:

$\mu_{\text{GumD},T}$	Mittelwert der Grundgesamtheit (Gumbel-Verteilung)
$F_{k,T}$	charakteristische Einwirkung
V_T	Variationskoeffizient

bestimmt werden. In **Abb. 4-7** ist Gl. (4.5) für unterschiedliche Variationskoeffizienten ausgewertet. Für die im Zusammenhang mit Verkehrslasten häufig verwendeten Quantilwerte von 95 % bzw. 98 % kann Gl. (4.5) mit

$$\mu_{\text{GumD},p=95\%} = \frac{F_k}{1 + 1,8658 \cdot V} \quad (4.6)$$

$$\mu_{\text{GumD},p=98\%} = \frac{F_k}{1 + 2,5923 \cdot V} \quad (4.7)$$

vereinfacht werden.

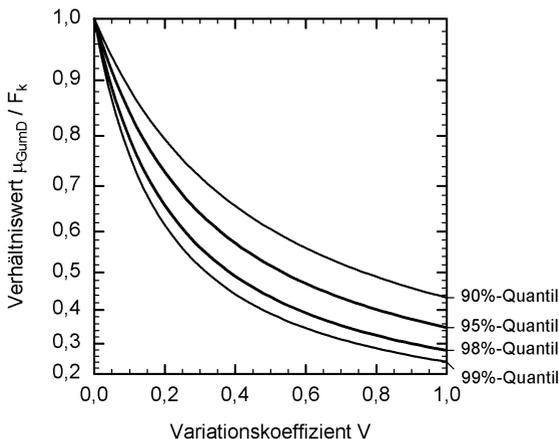


Abb. 4-7 Zusammenhang zwischen Quantilwert und charakteristischem Bemessungswert bei einer gumbelverteilten Grundgesamtheit

Insgesamt ist es mit der Kenntnis des jeweiligen Variationskoeffizienten und der zuvor dargestellten Zusammenhänge möglich, aus den normativ vorgegebenen,

charakteristischen Bemessungswerten der Verkehrslasten die Mittelwerte der Einwirkungen für eine probabilistische Berechnung rückzurechnen.

Bei der Anwendung dieser Vorgehensweise auf normative Bemessungslasten ist zu berücksichtigen, dass teilweise in den Lastannahmen durch die pragmatische Wahl einer Lastgröße ein „Sicherheitsüberschuss“ gegenüber den wirklichen Verhältnissen ein Äquivalent für einen weitest gehenden Verzicht auf speziellere Nachweise (z. B. Betriebsfestigkeitsnachweise) gebildet werden sollte (siehe z. B. Brückenlasten nach [DIN 1072:1985]). Bei einer Weiterverwendung bzw. Modifikation derartiger Lastansätze ist zu berücksichtigen, dass damit teilweise besondere Nachweiskonzepte verbunden sein können.

4.2.4 Modifikationen von Einwirkungen

4.2.4.1 Kombination veränderlicher Einwirkungen

Können mehrere unabhängige Einwirkungen gleichzeitig auftreten (siehe auch **Abb. 4-2**), so können unter Berücksichtigung des jeweiligen stochastischen Prozesses auf Basis der Erläuterungen in Abschnitt 4.2.1 Kombinationsregeln angewendet werden (siehe [GruSiBau 1981]). Eine Gruppe von Einwirkungen ist dabei als eine Basisvariable zu behandeln, sofern diese Gruppe durch eine hohe Wahrscheinlichkeit des gleichzeitigen Auftretens ihrer einzelnen Anteile gekennzeichnet ist. In [DIN 1055-100:2001] werden für die Kombination unabhängiger, veränderlicher Einwirkungen vereinfachte Kombinationsregeln angegeben. Eine Reduktion der ständigen Lasten oder der Leiteinwirkung ist in diesem Konzept nicht vorgesehen, lediglich die Begleiteinwirkungen werden in Abhängigkeit der Einwirkungsart um bis zu 100 % abgemindert (siehe **Tabelle 4-5**). Die Vorgehensweise in [DIN EN 1990:2002] entspricht grundsätzlich dem Vorgehen nach [DIN 1055-100:2001].

Unter Ansatz der nach [DIN 1055-100:2001] anzunehmenden Wichtungsfaktoren $\alpha_E = -0,7$ und $\alpha_{Ei} = 1,0$ für die Leiteinwirkung bzw. $\alpha_{Ei} = 0,4$ für alle Begleiteinwirkungen, kann der Kombinationsbeiwert für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter Annahme einer Gumbel-Verteilung mit

$$\Psi_{0,mod} = \frac{1 - \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot V_T \cdot \left(0,57722 + \ln \left(-\ln \left(\left(\Phi(0,4 \cdot \beta_T) \right)^{N_i} \right) \right) \right)}{1 - \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot V_T \cdot \left(0,57722 + \ln \left(-\ln \left(\Phi(0,7 \cdot \beta_T) \right) \right) \right)} \quad (4.8)$$

mit: V_T Variationskoeffizient der Begleiteinwirkung für die Bezugsdauer T

β_τ	Sicherheitsindex für den Grundzeitintervall τ
β_T	Sicherheitsindex für die Bezugsdauer T
N_i	Lastwechselzahl der Leiteinwirkung innerhalb des Bezugszeitraums, mit: $N_i = T/\tau$
τ	Größter Grundzeitintervall der zu kombinierenden, unabhängigen Einwirkung, z. B. nach Tabelle 4-6

bzw. unter Annahme einer Normalverteilung mit

$$\Psi_{0,mod} = \frac{1 - V_T \cdot 0,4 \cdot 0,7 \cdot \beta_T}{1 - V_T \cdot 0,7 \cdot \beta_T} \quad (4.9)$$

für beliebige Grundzeitintervalle direkt bestimmt werden.

Tabelle 4-5 Kombinationsbeiwerte nach [DIN 1055-100:2001]

Einwirkung	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Nutzlast ¹⁾	0,7; 1,0	0,5; 0,7; 0,9	0,3; 0,6; 0,8
Verkehrslasten ¹⁾	0,0; 0,7	0,0; 0,5; 0,7	0,0; 0,3; 0,6
Schnee- und Eislasten (Orte bis NN +1000 m)	0,5	0,2	0,0
Schnee- und Eislasten (Orte über NN +1000 m)	0,7	0,5	0,2
Windlasten	0,6	0,5	0,0
Temperatureinwirkung	0,6	0,5	0,0
Baugrundsetzung	1,0	1,0	1,0
sonstige Einwirkungen	0,8	0,7	0,5

¹⁾ in Abhängigkeit der Nutzungskategorie A + H

In **Tabelle 4-6** sind typische Grundzeitintervalle für unabhängige Einwirkungen zusammengestellt. Hieraus ist zu erkennen, dass Nutzlasten die größten Grundzeitintervalle der veränderlichen Lasten aufweisen und daher für die Festlegung der Kombinationsbeiwerte nach Gl. (4.8) i. d. R. maßgebend werden. Dieser Zusammenhang ist auch aus der grafischen Darstellung der Kombinationsbeiwerte für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren in **Abb. 4-8** ableitbar.

In **Tabelle 4-7** sind die Kombinationsbeiwerte ψ_0 , aufbauend auf **Tabelle 4-3** und **Tabelle 4-6**, den Kombinationsbeiwerten nach [DIN 1055-100:2001] (siehe auch **Tabelle 4-5**) gegenübergestellt. Die teilweise verhältnismäßig großen Abweichungen lassen sich durch Vereinfachungen in [DIN 1055-100:2001] erklären.

Darüber hinaus wurden bei der erstmaligen Herleitung der Kombinationsbeiwerte (siehe [GruSiBau 1981]) die jeweils errechneten Kombinationsbeiwerte für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (Zuverlässigkeitsindex $\beta = 4,7$) und die der Gebrauchstauglichkeit (Zuverlässigkeitsindex $\beta = 3,0$) gemittelt, um die Anzahl der Kombinationsbeiwerte zu verringern.

Tabelle 4-6 Grundzeitintervalle für unabhängige Einwirkungen nach [Grünberg 2004]

Art der (unabhängigen) Einwirkung	Grundzeitintervalle τ
ständige Einwirkungen	50 a
veränderliche Einwirkungen (Hochbau)	5 a
Schneelasten (Landklima)	0,25 a (≈ 3 Monate)
Schneelasten (Seeklima)	0,04 a (≈ 2 Wochen)
Windlasten	0,003 a + 0,008 a ($\approx 1 + 3$ Tage)
außergewöhnliche Einwirkungen	0,00015 a (≈ 1 Stunde)

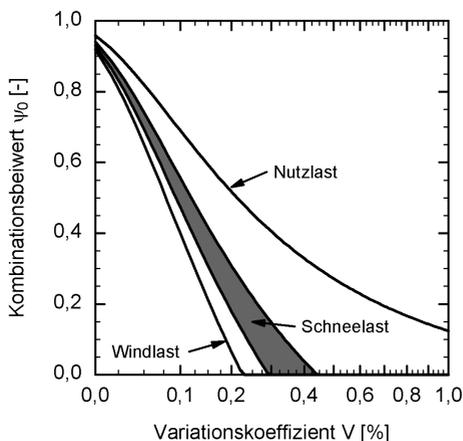


Abb. 4-8 Kombinationsbeiwerte ψ_0 für unabhängige Einwirkungen (Bezugszeitraum 50 Jahre) und unterschiedlichen Leiteinwirkungen für ein Zuverlässigkeitsindex $\beta = 4,7$

Bei der Anwendung der modifizierten Kombinationsbeiwerte im Rahmen des Teilsicherheitskonzeptes ist jedoch zu berücksichtigen, dass aus den hier getroffenen, stochastischen Annahmen teilweise größere Teilsicherheitsbeiwerte im Vergleich zu [DIN 1055-100:2001] folgen (siehe auch Abschnitt 3.3). Bei Ansatz der Teilsicherheiten nach [DIN 1055-100:2001] und modifizierter Kombinations-

beiwerte (z. B. nach **Tabelle 4-7**) wäre somit eine Unterschreitung des normativ geforderten Sicherheitsniveaus möglich. Bei der Anwendung von vollprobabilistischen Bemessungsverfahren werden demgegenüber Streuungen unmittelbar erfasst, so dass eine Anwendung der modifizierten Kombinationsbeiwerte möglich ist, wengleich hierfür alle möglichen Einwirkungskombinationen betrachtet werden müssen, um die Leiteinwirkung identifizieren zu können.

Tabelle 4-7 Kombinationsbeiwerte ψ_0 in Abhängigkeit der Nutzung bzw. Einwirkungsart für einen Grundzeitintervall von 5 Jahren

Nutzung bzw. Einwirkungsart	V	Kombinationsbeiwerte:		Abweichung
		Gl. (4.8)	[DIN 1055-100]	
Wohnräume (A2) ¹⁾	24 %	0,47	0,7	149 %
Hotelzimmer (A2) ¹⁾	17 %	0,56	0,7	125 %
Krankenzimmer (A2) ¹⁾	30 %	0,41	0,7	171 %
Büroflächen (B1) ¹⁾	20 %	0,52	0,7	135 %
Schulräume (C1) ¹⁾	30 %	0,41	0,7	171 %
Empfangsräume (C1) ¹⁾	35 %	0,36	0,7	194 %
Laborräume (C1) ¹⁾	30 %	0,41	0,7	171%
Verkaufsräume (D2) ¹⁾	21 %	0,50	0,7	140 %
Lagerflächen (E2) ¹⁾	55 %	0,25	1,0	400 %
Treppen, Podeste (T1) ¹⁾	28 %	0,42	0,8	190 %
Schneelasten (Landklima)	15 %	0,59	0,5	85 %
Schneelasten (Seeklima)	30 %	0,41	0,5	122 %
Windlasten (Staudruck)	20 %	0,52	0,6	115 %

¹⁾ Nutzungskategorie nach [DIN 1055-3:2006]

4.2.4.2 Repräsentative Anteile veränderlicher Einwirkungen

Die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit werden nach [DIN 1055-100:2001] auf einem Lastniveau geführt, welches häufig (Überschreitungswahrscheinlichkeit von 5 % im Bezugszeitraum) bzw. quasi-ständig (Überschreitungswahrscheinlichkeit von 50 % im Bezugszeitraum) vorhanden ist. Um dieses Bemessungsniveau aus den üblicherweise charakteristisch vorliegenden Bemessungswerten der Einwirkungen bestimmen zu können, werden für die Nach-

weise in [DIN 1055-100:2001] einwirkungsartabhängige Kombinationsbeiwerte ψ_1 bzw. ψ_2 ausgewiesen (siehe auch **Tabelle 4-5**).

Für eine genauere Herleitung dieser Kombinationsbeiwerte wäre es prinzipiell notwendig, die Grundverteilung (siehe **Abb. 4-4**) weitergehend zu betrachten. Da jedoch die Grundverteilung i. d. R. nicht bekannt ist, muss diese näherungsweise durch die auf das Grundzeitintervall bezogene Extremwertverteilung ersetzt werden. Unter Einbeziehung der jeweiligen Definitionen nach [DIN 1055-100:2001], kann nach [Grünberg 2004] aus den Kombinationsbeiwerten die häufige Einwirkungskombination mit

$$\Psi_{1,mod} = \frac{1 - \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot V_T \cdot \left(0,57722 + \ln \left(-\ln \left((0,95)^{N_1} \right) \right) \right)}{1 - \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot V_T \cdot \left(0,57722 + \ln \left(-\ln \left((p_{N,T_r})^{N_2} \right) \right) \right)} \quad (4.10)$$

- mit:
- V_T Variationskoeffizient der Einwirkung
 - N_1 Lastwechselzahl innerhalb des Bezugszeitraums, mit:
 $N_1 = T/\tau$
 - N_2 Wiederholungsanzahl, mit:
 $N_2 = T/T_r$
 - p_{N,T_r} Nichtüberschreitungswahrscheinlichkeit der Einwirkung
 - T_r Referenzzeitraum für die angegebene Nichtüberschreitungswahrscheinlichkeit (z. B. nach **Tabelle 4-8**)

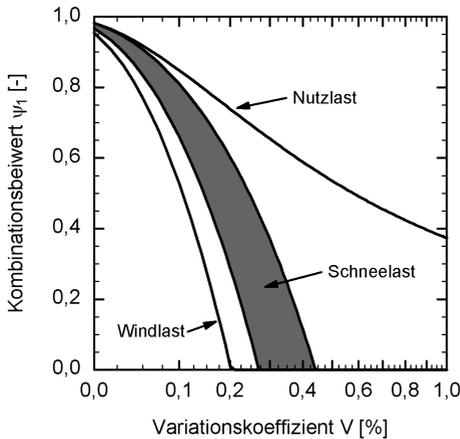
und die quasi-ständige Einwirkungskombination mit

$$\Psi_{2,mod} = \frac{1 - \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot V_T \cdot \left(0,57722 + \ln \left(-\ln \left((0,50)^{N_1} \right) \right) \right)}{1 - \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot V_T \cdot \left(0,57722 + \ln \left(-\ln \left((p_{N,T_r})^{N_2} \right) \right) \right)} \quad (4.11)$$

bestimmt werden. Die für die Anwendung dieser Ansätze notwendigen Angaben zur Nichtüberschreitungswahrscheinlichkeit und den zugehörigen Referenzzeiträumen der jeweiligen Einwirkungen, können **Tabelle 4-8** entnommen werden. In **Abb. 4-9** bzw. **Abb. 4-10** sind die sich hieraus ergebenden Kombinationsbeiwerte ψ_1 bzw. ψ_2 in Abhängigkeit des Variationskoeffizienten dargestellt. Die Reduktion der Windlasten bzw. Schneelasten (Seeklima) für die quasi-ständige Einwirkungskombination beträgt jeweils 100 %.

Tabelle 4-8 Nichtüberschreitungswahrscheinlichkeit und Referenzzeitraum unterschiedlicher Einwirkungen

Art der Einwirkung	Quelle	p_{N,T_r}	T_r
ständige Einwirkungen $V \leq 0,1$	[DIN 1055-100:2001]	50 %	-
Einwirkung aus Vorspannung	[DIN 1055-100:2001]	50 %	-
ständige Einwirkungen $V > 0,1$	[DIN 1055-100:2001]	95 %	50 a
klimatische Einwirkungen	[DIN 1055-100:2001]	98 %	1 a
Schneelasteinwirkungen	[JCSS 2001]	95 %	1 a
veränderliche Einwirkungen bei üblichen Bauwerken (z. B. Hochbauten)	[DIN EN 1991-1-1:2010]	95 %	50 a
Verkehrseinwirkung Straßenbrücken (Lastmodelle LM1 und LM2)	[DIN EN 1991-2:2010]	95 %	50 a

**Abb. 4-9** Kombinationsbeiwerte für die häufige Einwirkungskombination

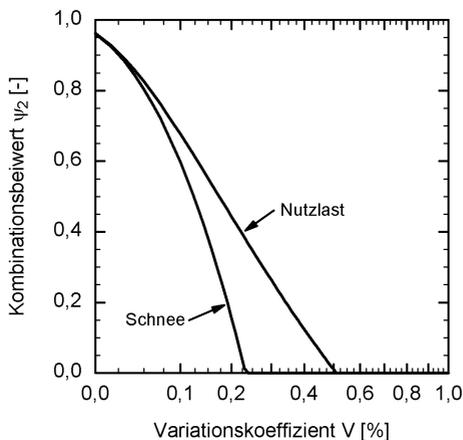


Abb. 4-10 Kombinationsbeiwerte für die quasi-ständige Einwirkungskombination

4.3 Stochastische Modelle der Widerstandsseite

4.3.1 Allgemeines

Der Widerstand eines Tragwerks kann als Produkt der Einflüsse aus dem Widerstandsmodell, der Geometrie sowie den verwendeten Baustoff einschließlich eines Übertragungsfaktors (zur Berücksichtigung der i. d. R. ungünstigeren Baustellenverhältnissen im Vergleich zu denen im Labor) in der Form

$$R = \eta \cdot \theta_R \cdot A \cdot X \quad (4.12)$$

mit:

θ_R	Modellunsicherheit für den Widerstand
A	Geometrieparameter
X	Baustoffeigenschaften
η	Übertragungsfaktor zur Berücksichtigung von Abweichungen der Baustoffeigenschaften zwischen Labor und Baustelle

aufgefasst werden. Dabei sind die einzelnen Einflüsse problem-, baustoff- und bauartspezifisch für den jeweils betrachteten Grenzzustand zu bewerten.

Bei der Formulierung eines Widerstandsmodells werden einzelne Einflüsse bewusst oder unbewusst vernachlässigt, die zu Abweichungen zwischen dem wirklichen bzw. im Versuch ermittelten Tragverhalten und dem durch das Widerstandsmodell prognostizierten Verhalten führen. Sie werden durch Modellunsicherheiten berücksichtigt. Innerhalb der Grenzzustandsgleichung kann dieser Modellunsicherheitsfaktor durch

$$\theta_R = \frac{R_{exp}}{R_{num}} \quad (4.13)$$

mit: R_{exp} Systemantwort im Versuch
 R_{num} numerische Systemantwort entsprechend Modell

ausgedrückt werden. Da der Modellunsicherheitsfaktor jedoch nicht die statistisch bedingten Unsicherheiten einzelner Modelleingangsgrößen berücksichtigen soll, können die Faktoren nur auf Basis größerer Versuchsserien gewonnen werden. Die Gültigkeit dieses Faktors besteht nur innerhalb der experimentell abgesicherten Grenzen und in Verbindung mit dem betrachteten, numerischen Modell. Da die Modelle zur Beschreibung der Systemantwort i. d. R. konservativ aufgestellt werden, ergeben sich überwiegend Modellunsicherheitsfaktoren größer 1. Realitätsnahe Modelle sind gekennzeichnet durch Faktoren mit Mittelwerten nahe 1,0 und einer verhältnismäßig kleinen Standardabweichung. In Anhang D sind die in unterschiedlichen Quellen beschriebenen Modellunsicherheitsfaktoren zusammengefasst.

Die Baustoffeigenschaften (siehe auch Anhang B) und die geometrischen Werte (siehe auch Anhang C) werden im Allgemeinen als streuende Größen einer definierten Grundgesamtheit festgelegt. Bei dem Entwurf eines Bauwerkes wird als jeweilige Grundgesamtheit, z. B. die Gesamtproduktion eines bestimmten Werkstoffes, zugrunde gelegt. Bei dieser üblichen Herangehensweise wird bei der Bemessung vereinfachend in Kauf genommen, dass auch höhere Baustoff- bzw. Ausführungsqualitäten im betrachteten Tragwerk realisiert werden können. Die zum Erreichen eines definierten Sicherheitsniveaus erforderliche Grenzqualität wird jedoch regelmäßig eingehalten. Bei der Bewertung bestehender Bauwerke kann es demgegenüber zur Reduktion von Unsicherheiten zweckmäßig sein, die Grundgesamtheit auf objektspezifische Gegebenheiten zu beziehen, falls Informationen hierüber vorliegen (siehe auch Abschnitt 2).

Der Übertragungsfaktor zur Berücksichtigung von Abweichungen der Baustoffeigenschaften zwischen Labor und Baustelle wird für den Baustoff Beton einheitlich nach [DIN 1045-1:2008] auf Basis von Grundlagenuntersuchungen, z. B. in [Concrete Society 1976], zu $\eta = 0,85$ festgelegt (siehe auch **Tabelle 3-13**).

Nachfolgend werden ausgewählte Ansätze zur Quantifizierung des Widerstandes von Beton, Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken in unterschiedliche Bemessungssituationen in Anlehnung an [DIN 1045-1:2008 und DIN EN 1992-1-1:2011] zusammengestellt.

4.3.2 Normalkraftbemessung

Der Tragwiderstand eines zentrisch drucknormalkraftbeanspruchten, symmetrisch bewehrten Stahlbetonquerschnittes, kann additiv aus den tragenden Teilen des Betons und des Bewehrungsstahls mit

$$R = \theta_{RN} \cdot (b \cdot h \cdot \eta \cdot f_c + f_y \cdot A_s) \quad (4.14)$$

ermittelt werden. Durch den Ansatz

$$A_{s,erf}^{ZD} = \frac{1}{f_y} \left(\frac{\theta_{EN}}{\theta_{RN}} \cdot E_N - b \cdot h \cdot \eta \cdot f_c \right) \quad (4.15)$$

ergibt sich unmittelbar die erforderliche Querschnittsfläche der Betonstahlbewehrung. Bei einer Zugbeanspruchung entfällt der Betontraganteil.

Der Knicksicherheitsnachweis für schlanke Stützen mit großem Verformungseinfluss nach Theorie II. Ordnung wird hier nicht thematisiert.

4.3.3 Biegebemessung mit bzw. ohne Längskraft

Der Tragwiderstand gegenüber einer Biegebeanspruchung mit bzw. ohne Längskraft (z. B. aus Vorspannung) ergibt sich alternativ aus der Tragfähigkeit der Zug- oder Druckzone.

Die Tragfähigkeit der Biegedruckzone wird nachfolgend auf Basis des Parabel-Rechteck-Diagramm nach [DIN 1045-1:2008 und DIN EN 1992-1-1:2011] modelliert. Die erforderliche Querschnittsfläche der Betonstahlbewehrung im gerissenen Zustand bestimmt sich aus

$$A_{s,erf}^M = \delta_M \cdot \frac{1}{2 \cdot k} \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{\theta_{EM}}{\theta_{RM}} \cdot 4 \cdot k \cdot \mu_{EM}} \right) \quad (4.16)$$

k Höhenbeiwert für Biegedruckzone, siehe auch **Abb. 4-11**, mit:
 $k = k_a / \alpha_R$

μ_{EM} Bezogenes Biegemoment, mit:
 $\mu_{EM} = E_M / (b \cdot d^2 \cdot \eta \cdot f_c)$

δ_M Baustoff- und Geometriebeiwert, mit:
 $\delta_M = \eta \cdot f_c \cdot b \cdot d / f_y$

für biegebeanspruchte Querschnitte ohne Druckbewehrung und ohne Längskraft. Für biegebeanspruchte Querschnitte im gerissenen Zustand, ohne Druckbewehrung und ohne Längskraft kann die Grenzzustandsgleichung durch

$$R - E = \theta_{RM} \cdot \left(A_{s1} \cdot f_y \cdot d \cdot \left(1 - \frac{k \cdot A_{s1} \cdot f_y}{b \cdot d \cdot \eta \cdot f_c} \right) \right) - \theta_{EM} \cdot E_M \quad (4.17)$$

mit: A_{s1} Biegezugbewehrung

bzw. ohne Druckbewehrung und mit Längskraft durch

$$R - E = \theta_{RM} \cdot \left(C_I \cdot \left(d - \frac{k \cdot C_I}{b \cdot \eta \cdot f_c} \right) \right) - \theta_{RN} \cdot E_N \cdot \left(\frac{d - d_I}{2} \right) - \theta_{EN} \cdot E_N \cdot \left(\frac{d - d_I}{2} \right) - \theta_{EM} \cdot E_M \quad (4.18)$$

mit: C_I Beiwert:

$$C_I = \theta_{EN} \cdot E_N + A_{s1} \cdot f_y$$

ausgedrückt werden. Aus Gl. (4.18) ist erkennbar, dass bei Biegebeanspruchung mit Normalkraft die Einwirkung und der Widerstand nicht voneinander zu trennen sind.

Die Druckzonenhöhe kann für Querschnitt ohne Druckbewehrung und mit bzw. ohne Normalkraft durch

$$\xi = \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{c2} - \varepsilon_{s1}} = \frac{\theta_{RM} \cdot A_{s1} \cdot f_y + \theta_{EM} \cdot E_M}{\theta_{RM} \cdot b \cdot d \cdot \alpha_R \cdot \eta \cdot f_c} \quad (4.19)$$

berechnet werden. Durch diese Formulierung ist eine Begrenzung der Druckzonenhöhe zur Vermeidung eines Druckzonenversagens ohne Vorankündigung (siehe z. B. [DIN 1045-1:2008 und DIN EN 1992-1-1:2011]) möglich.

Unter der Annahme, dass die Stahlspannung der Druckbewehrung die Streckgrenze erreicht, kann eine zusätzliche Biegedruckbewehrung bei biegebeanspruchten Querschnitt im gerissenen Zustand ohne Längskraft mit

$$R - E = \theta_{RM} \cdot \left(A_{s2} \cdot f_y \cdot (d - d_2) + (A_{s1} - A_{s2}) \cdot f_y \cdot d \cdot \left(1 - \frac{k \cdot (A_{s1} - A_{s2}) \cdot f_y}{b \cdot d \cdot \eta \cdot f_c} \right) \right) - \theta_{EM} \cdot E_M \quad (4.20)$$

mit: A_{s2} Biegedruckbewehrung

d_2 Randabstand der Biegedruckbewehrung

berücksichtigt werden. In Gl. (4.16) bis (4.20) kann der Höhenbeiwert für die Biegedruckzone als deterministische Größe in Verbindung mit einer Dehnung in der maximal gedrückten Faser von $\varepsilon_{c2} = -3,5\%$ nach **Abb. 4-11** mit $k = 0,514$ angenommen werden, da die Biegedruckzone bei üblichen Bewehrungsverhält-

nissen und Querschnittsabmessungen keinen wesentlichen Einfluss auf die Tragfähigkeit ausübt.

Die Druckzonenhöhe kann für den allgemeinen Fall mit

$$\xi = \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{c2} - \varepsilon_{s1}} = \frac{\theta_{RM} \cdot f_y \left(A_{s1} - A_{s2} \cdot \frac{\sigma_{s2}}{f_y} \right) + \theta_{EM} \cdot E_M}{\theta_{RM} \cdot b \cdot d \cdot \alpha_R \cdot \eta \cdot f_c} \quad (4.21)$$

mit: σ_{s2} Spannung in der Druckzonenbewehrung

ermittelt werden.

Aus Gründen der Übersichtlichkeit wurde zuvor lediglich die Biegetragfähigkeit unter definierten Randbedingungen (z. B. Fließen der Bewehrung und lediglich eine Bewehrungsgruppe aus Beton- oder Spannstahl) thematisiert. Die Zusammenhänge sind jedoch auf andere Verhältnisse übertragbar.

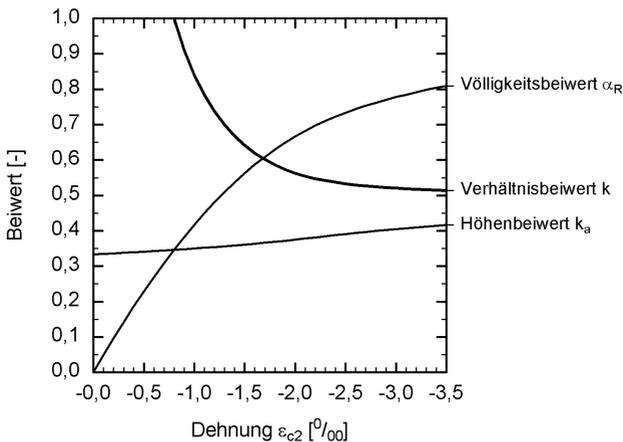


Abb. 4-11 Völligkeitsbeiwert, Höhenbeiwert und Verhältnisbeiwert

4.3.4 Querkraftbemessung

Die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonkonstruktionen wird nach [DIN 1045-1:2008] durch verschiedene Versagensmechanismen begrenzt. Die Querkrafttragfähigkeit auf Querschnittsebene kann ohne Querkraftbewehrung durch

$$R = \theta_{RV,ct} \cdot \left(c_{ct} \cdot \kappa \cdot \eta_I \cdot \left(100 \cdot \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot f_c \right)^{\frac{1}{3}} - 0,12 \cdot \frac{\theta_{EN} \cdot E_N}{A_c} \right) \cdot b \cdot d \quad (4.22)$$

- mit: c_{ct} empirischer Faktor nach [DIN 1045-1:2008], mit:
 $c_{ct} = 0,15$
- κ Maßstabsfaktor in Bezug auf d [m], mit:
 $\kappa = 1 + \sqrt{\frac{0,2}{d}}$
- η_l Beiwert für Normalbeton, mit: $\eta_l = 1,00$
 sonst Beiwert für Leichtbeton nach [DIN 1045-1:2008]

bzw. die Querkrafttragfähigkeit (Zugstrebe) mit Querkraftbewehrung durch

$$R = \theta_{RV,SY} \cdot \left(\frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_y \cdot z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \right) \text{ bzw.} \quad (4.23)$$

$$R = \theta_{RV,SY} \cdot \left(\frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_y \cdot z \cdot \cot \theta \right) \text{ für } \alpha = 90^\circ$$

- mit: z Hebelarm der inneren Kräfte (vereinfachend: $z = 0,9 d$)
- $\cot \theta$ Druckstrebenneigung mit:
 $4/7 \leq \cot \theta \leq 3,00$ nach [DIN 1045-1:2008]
 $4/7 \leq \cot \theta \leq 2,50$ nach [DIN 1045:1988]
 $4/7 \leq \cot \theta \leq 7/4$ nach [DIN-Fachbericht 102:2009]

bestimmt werden. Die Querkrafttragfähigkeit (Druckstrebe) auf Querschnittsebene mit und ohne Querkraftbewehrung kann durch

$$R = \theta_{R,max} \cdot \left[b \cdot z \cdot 0,75 \cdot \eta \cdot f_c \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \right] \text{ bzw.} \quad (4.24)$$

$$R = \theta_{R,max} \cdot \left[\frac{b \cdot z \cdot 0,75 \cdot \eta \cdot f_c}{\cot \theta + \tan \theta} \right] \text{ für } \alpha = 90^\circ$$

erfasst werden, wobei die grundlegende Modellvorstellung hierbei ein Fachwerk ist, dessen Druckstrebenneigung zu

$$\cot \theta = \frac{1,2 - 1,4 \cdot \frac{\theta_{EN} \cdot E_N}{A_c \cdot \eta \cdot f_c}}{1 - \frac{\theta_{RV,c} \cdot c_{ct} \cdot c_j \cdot 4,8 \cdot \eta_l \cdot (\eta \cdot f_c)^{1/3} \left(1 + 1,2 \cdot \frac{\theta_{EN} \cdot E_N}{A_c \cdot \eta \cdot f_c} \right)}{\theta_{EV} \cdot E_V}} \quad (4.25)$$

- mit: c_j Rauigkeitsbeiwert nach [DIN 1045-1:2008], mit: $c_j = 0,50$

angenommen werden kann. Die erforderliche Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung kann direkt mit

$$a_{sw} = \frac{\theta_{EV} \cdot E_V}{\theta_{RT,SY} \cdot f_y \cdot z \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \cdot \sin \alpha} \quad (4.26)$$

berechnet werden.

4.3.5 Torsionsnachweis

Der Nachweis der Torsionstragfähigkeit kann nach [DIN 1045-1:2008] unter der Annahme eines dünnwandigen, geschlossenen Querschnittes erfolgen. Der Schubfluss wird an einem räumlichen Stabwerk nachgewiesen, dessen Zugstreben nach

$$R = \theta_{RT,SY} \cdot \left(\frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_y \cdot 2 \cdot (b - t_{eff}) \cdot (h - t_{eff}) \right) \quad (4.27)$$

$$R = \theta_{RT,SY} \cdot \left(\frac{A_{sl}}{u_k} \cdot f_y \cdot 2 \cdot (b - t_{eff}) \cdot (h - t_{eff}) \right) \quad (4.28)$$

mit: u_k Umfang von A_k
 t_{eff} effektive Dicke einer Wand; entspricht dem 2-fachen Abstand der Bewehrungsschwerlinie zur Außenfläche
 A_k durch die Mittellinie der Wände eingeschlossene Fläche

und dessen Druckstrebe nach

$$R = \theta_{RT,max} \cdot (c_{red} \cdot \eta \cdot f_c \cdot ((b - t_{eff}) \cdot (h - t_{eff})) \cdot t_{eff}) \quad (4.29)$$

mit: c_{red} Beiwert allgemein, mit $c_{red} = 0,525$ bzw.
 Beiwert bei Kastenquerschnitten mit Bewehrung an den Innen- und Außenseiten der Wände, mit $c_{red} = 0,750$

bemessen werden können. Wird vereinfachend ein Druckstrebenneigungswinkel von 45° angenommen, der eine additive Bewehrungsermittlung bei einer kombinierten Beanspruchung aus Querkraft und Torsion ermöglicht, so kann die erforderliche Längs- und Bügelbewehrung zu

$$a_{sw} = a_{sl} = \frac{\theta_{ET} \cdot E_T}{\theta_{RT,SY} \cdot f_y \cdot 2 \cdot (b - t_{eff}) \cdot (h - t_{eff})} \quad (4.30)$$

bestimmt werden.

4.3.6 Ermüdungsnachweis

Bei einer wiederholt einwirkenden, d. h. zyklischen, Belastung kann es auf Querschnittsebene zu einem Versagen kommen, auch wenn das Belastungsniveau unter-

halb der statischen Beanspruchbarkeit liegt. Der zugehörige Nachweis einer ausreichenden Ermüdungssicherheit wird auf Gebrauchslastniveau unter wirklichkeitsnahen Beanspruchungen (d. h. unter Betriebsbedingungen) geführt, ist aber aufgrund der möglichen Konsequenzen den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit zuzuordnen (siehe auch [Zilch 2004]).

Die wechselnd einwirkenden Lasten führen zu einer fortschreitenden Schädigung, die vereinfachend durch die lineare Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren-Miner bei metallischen Werkstoffen in der Form

$$D = \sum_i \frac{n_i(\Delta\sigma_i)}{N_i(\Delta\sigma_i)} \leq D_{lim} \quad (4.31)$$

mit:

- $n_i(\Delta\sigma_i)$ Anzahl der Lastspiele während der Betriebsdauer
- $N_i(\Delta\sigma_i)$ aufnehmbare Lastspielzahl aus der Wöhlerlinie
- $\Delta\sigma_i$ Spannungsdifferenz (d. h. Schwingbreite) zwischen min. und max. Wert der Beanspruchung unter Betriebsbedingungen
- D_{lim} zulässiger Schädigungsgrad, i. d. R. $D = 1$ (z. B. nach [DIN 1045-1:2008])

beschrieben werden kann. Wird ein zulässiger Schädigungsgrad überschritten, so tritt ein Ermüdungsversagen auf. Im Rahmen einer Zuverlässigkeitsanalyse kann der Nachweis (siehe auch [Buba 2002 und Zilch 2011]) mit

$$R - E = D_{lim} - D = D_{lim} - \sum_i \frac{n_i(\Delta\sigma_i)}{N_i(\Delta\sigma_i)} \quad (4.32)$$

beschrieben und die Schwingbreite nach Gl. (4.31) als streuende Größe aus den Differenzen der streuend modellierten Einwirkungen abgebildet werden. Nach [Hosser 2006] kann die aufnehmbare Lastspielzahl einschließlich zu berücksichtigender Modellunsicherheiten der Einwirkung und des Widerstandes mit

$$\lg N(\Delta\sigma) = g(\Delta\sigma) + \theta_N = c_m - m \cdot \lg(\Delta\sigma) + \theta_N \quad (4.33)$$

mit:

- $g(\Delta\sigma)$ Deterministische Funktion der Wöhlerlinie, mit:

$$g(\Delta\sigma) \hat{=} \lg N(\Delta\sigma) = c_m - m \cdot \lg(\Delta\sigma) \Leftrightarrow N(\Delta\sigma) = \frac{10^{c_m}}{\Delta\sigma^m}$$
- m Spannungsexponent, siehe z. B. **Tabelle 4-9**
- c_m Konstante, siehe z. B. **Tabelle 4-9**, mit:

$$c_m = \lg(N_{ref}) + m \cdot \lg(\Delta\sigma_{ref})$$
- θ_N Streuung der Wöhlerlinie, nach [Hosser 2006] normalverteilt mit $\mu = 0,0$ und $\sigma = 0,47$

aus der deterministischen Wöhlerlinie (z. B. nach [DIN 1045-1:2008]) vereinfachend bestimmt werden. Alternativ werden in [Maurer 2010] statistische Verteilungsparameter der Wöhlerlinie aufbauend auf Versuchsauswertungen angegeben. Nach [Hosser 2006] kann der Einfluss von Bewehrungskorrosion auf die Ermüdungsfestigkeit durch eine Abminderung um den Faktor 1,35 berücksichtigt werden.

Tabelle 4-9 Parameter zur Ermüdungsfestigkeit von Betonstahlbewehrung (BSt 500) und Spannstahlbewehrung mit Einbettung im Beton nach [FIB MC 2010b]

	N	$\Delta\sigma$	m	c_m
Betonstahlbewehrung, gerade, $\varnothing \leq 16$ mm	$\geq 10^6$	210	9	26,90
	$< 10^6$	210	5	17,61
Betonstahlbewehrung, gerade, $\varnothing > 16$ mm	$\geq 10^6$	160	9	25,84
	$< 10^6$	160	5	17,02
geschweißte Stäbe einschließlich Heft- und Stumpfstoßverbindungen	$\geq 10^7$	50	5	15,49
	$< 10^7$	50	3	12,10
Meerwasser Umgebung	$\geq 10^7$	65	5	16,06
	$< 10^7$	65	3	12,44
Spannstahl im sofortigem Verbund	$\geq 10^6$	160	9	25,84
	$< 10^6$	160	5	17,02
Spannstahl im nachträglichen Verbund, gekrümmt	$\geq 10^6$	120	7	20,55
	$< 10^6$	120	3	12,24
Spannstahl im nachträglichen Verbund, gerade	$\geq 10^6$	160	9	25,84
	$< 10^6$	160	5	17,02
Kopplungen und Verankerungen	$\geq 10^6$	80	5	15,52
	$< 10^6$	80	3	11,71

Aufbauend auf Gl. (4.31) bzw. (4.33) kann der Ermüdungsnachweis nach [Zilch 2004 und Zilch 2010] in unterschiedlichen Formen (siehe **Tabelle 4-10**) geführt werden. Zusätzlich zu den Stufen 2 und 3, bei denen der Ermüdungsnachweis mit schädigungsäquivalenten bzw. möglichst wirklichkeitsnahen Einwirkungen geführt wird, ist ein Nachweis in der Stufe 1 als Quasi-Dauerfestigkeitsnachweis vorgesehen, bei dem die Spannungen aus häufiger Einwirkungskombination im

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bzw. eine dazu ähnliche Kombination zugrunde gelegt werden.

Tabelle 4-10 Nachweisformen gegenüber Ermüdung des Betonstahls bzw. Spannstahls nach [Zilch 2004 und Zilch 2010]

Stufe	Nachweisart
1	Quasi-Dauerfestigkeitsnachweis
2	Nachweis über schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreiten
3	Betriebsfestigkeitsnachweis

Nach [Zilch 2004] gilt der Quasi-Dauerfestigkeitsnachweis als erfüllt, sofern die auftretende Spannungsschwingbreite kleiner ist als die auf der sicheren Seite liegende abgeschätzte Dauerfestigkeit bei 10^8 Lastwechseln gemäß den Wöhlerlinien nach [DIN 1045-1:2008 und DIN-Fachbericht 102:2009] (siehe **Abb. 4-12**).

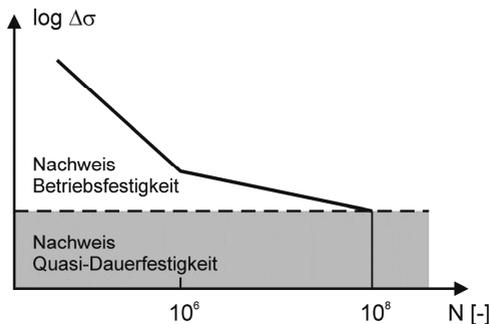


Abb. 4-12 Nachweisformen gegenüber Ermüdung des Betonstahls bzw. Spannstahls in Anlehnung an [Zilch 2010]

Der Quasi-Dauerfestigkeitsnachweis ist für bestehende Bauwerke von besonderer Bedeutung, da eine ausreichende Ermüdungssicherheit ohne explizite Berücksichtigung der im Laufe der bisherigen und künftigen Nutzungsdauer auftretenden Lastspielzahl (d. h. ohne Begrenzung der Nutzungsdauer) nachgewiesen werden kann. Treten größere Spannungsschwingbreiten auf, so dass eine Quasi-Dauerfestigkeit nicht nachgewiesen werden kann, so ist der Nachweis über schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreiten bzw. einen Betriebsfestigkeitsnachweis zu führen.

Der Nachweis der Ermüdungssicherheit von Beton wird nach [Zilch 2004] häufig nicht maßgebend, da die Betondruckspannungen bereits durch die Begrenzung der

Druckspannungen im Gebrauchszustand (siehe Abschnitt 4.3.7) ausreichend gering sind. Ansätze zur expliziten Bemessung von Beton gegenüber Ermüdung sind z. B. in [Lohaus 2011] zusammengestellt.

Zusätzlich zu den Auswirkungen auf die Tragfähigkeit können durch eine dynamische Beanspruchung sowohl vermehrt Risse als auch Risse mit größeren Rissbreiten auftreten (siehe Ansätze in [Empelmann 2009]).

4.3.7 Betonspannungsnachweise

Die Betonspannungen an einem Querschnittsrand können im Zustand I mit

$$\sigma_c = \frac{\theta_{EN} \cdot E_N}{A_c} + \frac{\theta_{EM} \cdot E_M}{W_c} \quad (4.34)$$

berechnet werden. Als Grenzzustandsgleichung kann

$$R - E = \sigma_{lim} - \sigma_c = \sigma_{lim} - \frac{\theta_{EN} \cdot E_N}{A_c} + \frac{\theta_{EM} \cdot E_M}{W_c} \quad (4.35)$$

mit: σ_{lim} Grenzspannung

für eine beliebig definierte Grenzspannung ausgewertet werden. Überschreiten die auftretenden Betonzugspannungen die rechnerisch angesetzte Betonzugfestigkeit, so muss der Spannungsnachweis für den Zustand II durchgeführt werden. Die zugehörige Grenzzustandsgleichung lautet in allgemeiner Form

$$R - E = 1 - \sigma_c / \sigma_{lim} \quad (4.36)$$

und kann für rechnerisch gerissene, biegebeanspruchte Rechteckquerschnitte ohne Druckbewehrung und ohne Längskraft durch

$$R - E = \sigma_{lim} - \sigma_c = \sigma_{lim} - \frac{2 \cdot \theta_{EM} \cdot E_M}{b \cdot x \cdot z} \quad (4.37)$$

mit: x Betondruckzonenhöhe, mit:

$$x = \left(-\alpha_E \cdot \rho + \sqrt{(\alpha_E \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \alpha_E \cdot \rho} \right) \cdot d$$

z Hebelarm der inneren Kräfte, mit:

$$z = d - x/3$$

α_E Verhältniswert Elastizitätsmoduli von Bewehrungsstahl und Beton

ausgedrückt werden.

4.3.8 Betonstahl- und Spannstahlspannungsnachweise

Die Betonstahl- und Spannstahlspannung können ähnlich den Betonspannungen bestimmt werden, wobei die Spannungen i. d. R. nur dann betrachtet werden, wenn ein gerissener Betonquerschnitt vorliegt. Der Nachweis im Zustand II kann als Grenzzustandsgleichung mit

$$R - E = 1 - \frac{\sigma_s}{\sigma_{lim}} \quad (4.38)$$

mit: σ_{lim} Grenzspannung

bzw. für rechnerisch gerissene, biegebeanspruchte Rechteckquerschnitte ohne Druckbewehrung und ohne Längskraft durch

$$R - E = \sigma_{lim} - \sigma_s = \sigma_{lim} - \frac{2 \cdot \theta_{EM} \cdot E_M}{b \cdot x \cdot z} \cdot \frac{\alpha_E \cdot (d - x)}{x} \quad (4.39)$$

mit den Parametern nach Gl. (4.37) beschrieben werden.

4.3.9 Betonrissbreitennachweis

Die Berechnung der Rissbreite erfolgt nach [DIN 1045-1:2008] über die Beziehung

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (4.40)$$

mit: $s_{r,max}$ maximaler Rissabstand

ε_{sm} mittlere Stahldehnung

ε_{cm} mittlere Betondehnung

in Abhängigkeit des maximalen Rissabstandes und Differenz zwischen der mittleren Bewehrungsstahl- und Betondehnung zwischen den Rissen. Der Ansatz zur Bestimmung des Rissabstandes kann [DIN 1045-1:2008] für Stahlbeton- und Spannbetontragwerke für die Einzelrissbildung bzw. das abgeschlossenes Rissbild in der Form

$$w_k = \frac{d_s}{3,6 \cdot \text{eff} \rho} \cdot \frac{\sigma_s - 0,4 \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\text{eff} \rho} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \text{eff} \rho)}{E_s} \quad (4.41)$$

mit: d_s Durchmesser des Betonstahls

$\text{eff} \rho$ effektiver Bewehrungsgrad

σ_s Betonstahlspannung im Zustand II

$f_{ct,eff}$	wirksame Betonzugfestigkeit
α_e	Verhältnis der Elastizitätsmoduli von des Betonstahl und Betons

entnommen werden. Im Rahmen der Zuverlässigkeitsanalyse kann der Zusammenhang durch

$$R - E = w_{lim} - s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = w_{lim} - w_k \quad (4.42)$$

mit: w_{lim} Grenzzrissbreite

für eine beliebig definierte Grenzzrissbreite (siehe auch [Empelmann 2009]) berücksichtigt werden.

Bei der Anwendung des Ansatzes nach [DIN 1045-1:2008] ist zu beachten, dass die Modellunsicherheit abhängig von dem Rechenwert der Rissbreite ist. In [Eckfeldt 2005] werden auf Basis von Versuchsauswertungen für den Ansatz nach Gl. (4.41) die in **Tabelle 4-11** zusammengestellten Quantilwerte angegeben.

Tabelle 4-11. Quantilwerte der rechnerischen Rissbreite für Gl. (4.41) nach [Eckfeldt 2005]

Rissbreite	0,2 mm	0,3 mm	0,4 mm
Quantilwert	80 %	90 %	95 %

4.4 Schlussfolgerungen

Grenzzustandsgleichungen werden für die Durchführung von Zuverlässigkeitsanalysen benötigt. Sie bilden daher ein weiteres, zentrales Modul innerhalb des zuverlässigkeitsorientierten Bewertungskonzeptes für bestehende Bauwerke.

In den vorausgegangenen Abschnitten wurden unterschiedliche, stochastische Modelle zur Beschreibung von Einwirkungs- und Widerstandsgrößen innerhalb von Grenzzustandsanalysen zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit zusammengestellt, die auf bestehende und neu zu errichtender Bauwerke gleichermaßen angewendet werden können.

Aus den Zusammenstellungen geht hervor, dass die für die Zuverlässigkeitsanalysen notwendigen Eingangswerte hinsichtlich der Einwirkungen bei bestehenden Bauwerken verhältnismäßig einfach aus den normativ vorgegebenen, charakteristischen Werten der Einwirkungen abgeleitet werden können. Hierfür ist es notwendig, über Kenntnisse über die den normativen Angaben zugrunde liegenden Annahmen zum Verteilungstyp bzw. zum Quantilwert der einzelnen Einwirkungen

zu verfügen. Für häufig vorkommende Einwirkungsarten wurden diese Daten zusammengestellt.

Die zuvor beschriebenen Modelle zur Quantifizierung des Widerstandes von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken thematisieren häufig vorkommende Nachweise. Im Rahmen der Bewertung bestehender Bauwerke kann es ggf. jedoch notwendig sein, andere Nachweise in Abhängigkeit der objektspezifischen Gegebenheiten innerhalb von Grenzzustandsgleichungen abzubilden. Die Ausführungen in diesem Abschnitt haben hierzu deutlich gemacht, dass hinsichtlich der Formulierung der Grenzzustandsgleichung im Rahmen des hier entwickelten Bewertungskonzeptes keine Restriktionen bestehen.

5 Stochastische Modelle zur Dauerhaftigkeit

5.1 Dauerhaftigkeitsrelevante Einwirkungen

An einem Bauwerk können verschiedenste Schäden mit unterschiedlichen Schadensursachen auftreten. Neben den Schadensursachen, die auf einer mangelnden Qualität der Planung (z. B. bei der Dimensionierung eines Tragwerks) oder der Ausführung (z. B. durch fehlerhafte Umsetzung der Planungsvorgaben bei den Baustoffgütern) zurückzuführen sind, ergibt sich ein großer Teil der Bauschäden aus der Abnutzung bzw. dem „natürlichen“ Verfallsprozess.

In **Abb. 5-1** sind wesentliche Ursachen für Schäden an Betonbauwerken in Anlehnung an [DIN EN 1504-9:2008] zusammengestellt. Die Unterteilung erfolgt nach Schäden des Betons und der im Beton eingebetteten Bewehrung. Die Schäden am Beton können chemische und physikalische Ursachen haben. Die Schädigung der Bewehrung erfolgt korrosiv und wird durch die Carbonatisierung des Betons, korrosionsfördernde Verunreinigungen (i. d. R. Chloride) oder Streuströme ausgelöst.

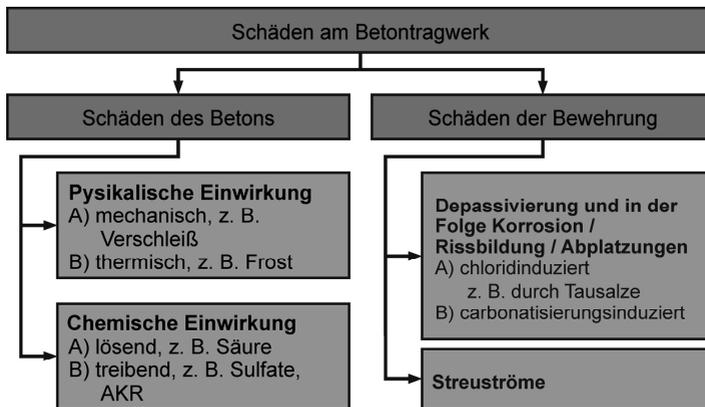


Abb. 5-1 Schädigungsmechanismen von Betontragwerken in Anlehnung an [DIN EN 1504-9:2008]

Aus der in **Abb. 5-2** dargestellten Häufigkeitsverteilung der einzelnen Schadensursachen an Betonoberflächen nach [Schießl 2007] kann abgeleitet werden, dass Schädigungen primär durch chlorid- oder carbonatisierungsinduzierte Korrosion (insgesamt 71 %) verursacht werden. Schäden des Betons können demgegenüber hauptsächlich auf Frost- bzw. Frost-Tausalz-Einwirkung zurückgeführt werden. Wengleich diese Auswertung sich ausschließlich auf Schäden an Brückenbau-

werken im deutschen Autobahnnetz bezieht, so ist dennoch von einer gewissen Allgemeingültigkeit der Verteilung der Schadensursachen auszugehen.

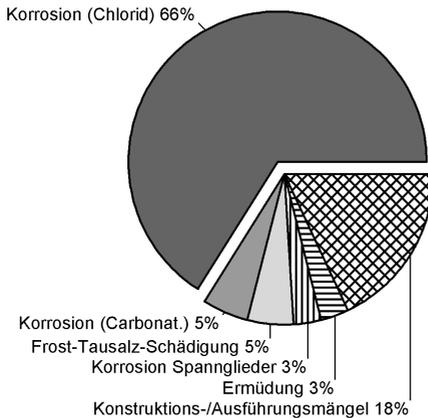


Abb. 5-2 Verteilung der Schäden an Brückenbauwerken im deutschen Autobahnnetz nach [Schießl 2007]

In **Tabelle 5-1** werden die Vorgänge und die Auswirkungen, d. h. die Art der Schädigung, für die Schadensmechanismen in Anlehnung an [Budelmann 2010] zusammenfassend dargestellt. Aus den Einflussgrößen der jeweiligen Schädigung in **Tabelle 5-2** ist zu erkennen, dass bei allen genannten Schädigungsmechanismen das Porensystem und damit indirekt auch die Betondruckfestigkeit wesentlich für den Schädigungsfortschritt sind, da innerhalb des Porensystems die schädigenden Substanzen transportiert und dort mit dem Beton bzw. Bewehrungsstahl reagieren können. Voraussetzung für den Transport und Eindringen schädigender Substanzen bis hin zur Bewehrung ist jedoch, dass das Porensystem zeitweise wassergefüllt ist und damit über das Wasser als Transport- und Reaktionsmedium dienen kann. Daraus folgt, dass bei dauerhaft trockenen Umgebungsbedingungen keine Schädigung des Betons bzw. Bewehrungsstahls stattfindet. Das Schadensausmaß bzw. die Schadensintensität ist demnach erwartungsgemäß von den objektspezifischen Umwelteinwirkungen abhängig.

Tabelle 5-1 Wesentliche Schadensmechanismen und Auswirkungen in Anlehnung an [Budelmann 2010]

Schädigung	Vorgang und Auswirkungen
Depassivierung des Bewehrungsstahls durch Carbonatisierung und Chloride	Transport von CO ₂ und Chloriden von der Betonoberfläche zur Bewehrung → Korrosion der Bewehrung nach Depassivierung
Korrosion der Bewehrung	anodische Eisenauflösung im Bereich depassivierter Stahlflächen, Sauerstoffreduktion an der Kathode, Sauerstofftransport zu der Kathode → Querschnittsverminderung, Rissbildung, Abplatzungen, Tragfähigkeitsversagen
Frost- und Frost-Tausalz-Angriff	Eindringen und Gefrieren von Wasser im Porensystem → Gefügezerstörung durch Sprengdruck, Reduktion der Druckfestigkeit und des E-Moduls
Sulfatangriff	Eindringen von Sulfat in das Porensystem, Ettringitbildung → Gefügezerstörung durch Sprengdruck (Volumenzunahme), Reduktion Druckfestigkeit und E-Modul
Alkali-Kieselsäure-Reaktion	Reaktion amorpher Kieselsäurebestandteile (Gesteinskörnung) mit Alkalien (Porenlösung) → Gefügezerstörung durch Sprengdruck (Volumenzunahme), Reduktion Druckfestigkeit und E-Modul

Tabelle 5-2 Einflussgrößen maßgebender Schadensmechanismen nach [Schießl 2007b]

Schädigung	Betoneigenschaften	Einflussgrößen
Depassivierung des Bewehrungsstahls (Carbonat. / Chloride)	Porenstruktur, Bindekapazität, Betonfeuchte	Bindemittel, w/b-Wert, Nachbehandlung, Mikroklima, Betondeckung
Korrosion der Bewehrung	elektrolytische Leitfähigkeit, Porenstruktur, Betonfeuchte, Gleichmäßigkeit Betongefüge	Bindemittel, w/b-Wert, Nachbehandlung, Mikroklima
Frost- und Frost-Tausalz-Angriff	Porenstruktur, Wassersättigungsgrad, Festigkeit	Luftporengehalt, w/b-Wert, Nachbehandlung, Mikroklima
Sulfatangriff	Porenstruktur, C ₃ A-Gehalt	Bindemittel, w/b-Wert, Nachbehandlung, Mikroklima
Alkali-Kieselsäure-Reaktion	amorphe Kieselsäure in den Gesteinskörnungen, Alkaligehalt der Porenlösung, Betonfeuchte	Bindemittel, Gesteinskörnungsart, Mikroklima

5.2 Vermeidung dauerhaftigkeitsbedingter Schädigungen

5.2.1 Normative Regelungen

Durch die in [DIN 1045-1:2008] bzw. ähnlich in [DIN EN 1992-1-1:2011] vorgesehenen Expositionsklassen (siehe auch **Abb. 5-3**) werden die grundsätzlich möglichen, schadensauslösenden Umwelteinwirkungen (d. h. mikroklimatische Bedingungen) und die zu erwartenden Schadensmechanismen nach **Tabelle 5-1** klassifiziert. Zugehörig zu jeder Klasse werden normativ (in tabellarischer Form) Mindestanforderungen hinsichtlich Betoneigenschaften und Betonüberdeckung des Bewehrungsstahls definiert, die bei Entwurf und Errichtung in Verbindung mit weitergehenden Festlegungen zur Bauausführung einzuhalten sind.

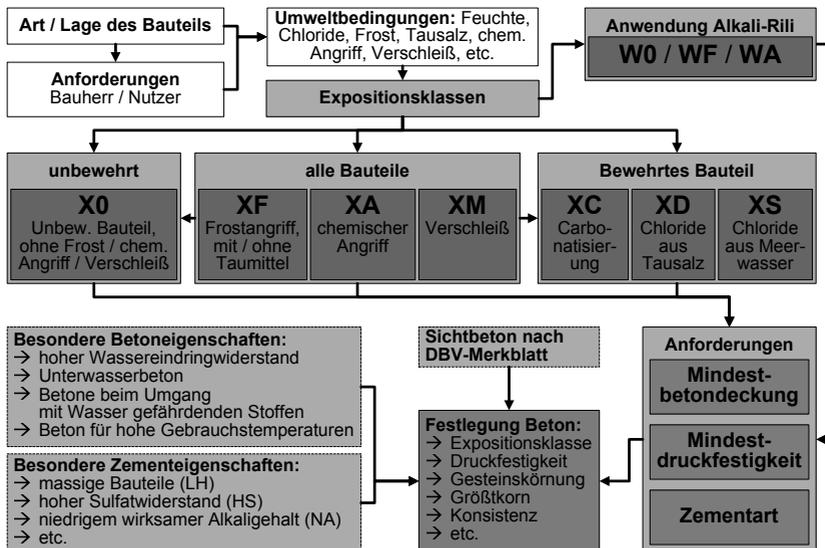


Abb. 5-3 Expositionsklassen nach [DIN 1045-1:2008]

Die Festlegung der Anforderungen erfolgte mit dem Anspruch, dass unter typischen Bedingungen innerhalb einer für Hochbauten üblichen Nutzungsdauer des Bauwerks von 50 Jahren (siehe Abschnitt 3.1) Schäden aufgrund von Umwelteinwirkungen vermieden bzw. in ihrem Ausmaß weitestgehend begrenzt werden (siehe hierzu auch Anwendungshinweise in [Schießl 2007b]). Begründet durch abweichende Erfahrungen bzw. Anforderungen gegenüber dem üblichen Hochbau werden beim Brücken- und Tunnelbau nach [DIN-Fachbericht 102:2009] bzw. beim

Wasserstraßenbau nach [BMVBS 2004] teilweise modifizierte Vorgehensweisen bzw. abweichende Mindestanforderungen zur Anwendung vorgeschrieben.

Das deskriptive Konzept zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit insgesamt basiert auf einer Kombination von Forschungsergebnissen und Erfahrungen. Bereits mit [DIN 1045:1988] und [DIN 4227-1:1988] wurde u. a. aufgrund der Vielzahl der feststellbaren Schäden an Bauwerken der 1960er bis 1980er Jahre und auf der Basis der bereits ab den 1950er Jahren gewonnenen Forschungserkenntnisse Regelungen zur Dauerhaftigkeit normativ mit einem deskriptiven Bemessungskonzept eingeführt. Diese Regelungen wurden von [DIN 1045-1:2008] aufgegriffen und teilweise verschärft.

In der Anwendung auf Konstruktionen des üblichen Hochbaus und den dort typischen Umwelteinwirkungen hat dieses Verfahren den Vorteil einer verhältnismäßig einfachen Anwendbarkeit und einer gewissen, auf Erfahrungen basierenden, Nutzerakzeptanz. Bei dem Entwurf spezieller Bauwerke im Ingenieur- und Industriebau zeigt dieses Verfahren jedoch Mängel, da hier teilweise deutlich von 50 Jahren abweichende Nutzungsdauern vorgesehen werden. Die Folge ist entweder eine Überbemessung (kritisch im Hinblick auf Wirtschaftlichkeit, Ressourcenverbrauch etc.) oder eine Unterbemessung (kritisch durch Nutzungseinschränkungen infolge Schäden, erhöhte Instandhaltungsaufwendungen etc.).

Die Wahrscheinlichkeit einer Über- oder Unterbemessung hinsichtlich der Dauerhaftigkeit wird dadurch verstärkt, dass die Zuordnung von Mindestanforderungen mit der Umweltklassifizierung verhältnismäßig grob erfolgt, so dass keine wirklichkeitsnahe Berücksichtigung der Intensität der Umwelteinwirkungen (z. B. Chloridbelastung durch Streusalzauftrag im Rahmen des Winterdienstes) möglich ist. Gegenüber der Bemessung in Bezug auf Tragfähigkeit sind bei diesem Verfahren keine sicherheitstheoretische Grundlage und kein Zusammenhang zwischen den weitestgehend erforschten Ansätzen zur Beschreibung der Degradation hinsichtlich einzelner Grenzwerte für den Anwender erkennbar. Damit bleibt die Bedeutung bzw. die Wertigkeit der Grenzwerte (Betondeckung, Zementgehalt etc.) unklar. Für unterschiedliche Bauwerksarten wurden z. B. Betrachtungen in [Empelmann 2009b, Empelmann 2009c, Heumann 2009b und Heumann 2009c, Lohaus 2010] angestellt.

5.2.2 Alternative Ansätze

5.2.2.1 Übersicht

Um das zuvor beschriebene, strukturelle Defizit des deskriptiven Konzeptes zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit zu beseitigen, wurden etwa ab dem Jahr 1996 mehrere internationale Forschungsvorhaben (z. B. [DuraCrete 2000 und LIFECON 2003]) initiiert, die auf die Entwicklung eines Performance Konzeptes zur Dauerhaftigkeitsbemessung auf probabilistischer Grundlage für carbonatisierungs- und chloridinduzierte Bewehrungskorrosion zielten. Die Ergebnisse dieser Forschungsprojekte wurden unter Berücksichtigung weiterer Arbeiten (z. B. [Gehlen 2001 und Lay 2007]) in [FIB MCSL 2006] zusammengefasst.

Das damit vorliegende Bemessungskonzept ermöglicht eine Vorhersage einer grenzzustandsbezogenen Dauerhaftigkeit (d. h. Lebensdauer) unter Angabe von zeitabhängigen Versagenswahrscheinlichkeiten. Auf Basis von Anhang J der [DIN 1045-1:2008] können diese Modelle bereits in Deutschland als Alternative zu dem deskriptiven Konzept angewendet werden. Ergänzende Hinweise zur baupraktischen Umsetzung werden in [DAfStb 2008] gegeben. International wurden die Verfahren zur Dauerhaftigkeitsbemessung auf probabilistischer Grundlage bereits bei einer Vielzahl von Großbauprojekten eingesetzt.

Für andere Schädigungsmechanismen neben der Bewehrungskorrosion, stehen rechnerisch verarbeitbare Performance Konzepte auf probabilistischer Basis derzeit noch nicht zur Verfügung bzw. deren allgemeine, internationale Anerkennung steht aus. Um jedoch vergleichbare Informationen (z. B. zum zeitlichen Schädigungsverlauf) zu erhalten, werden alternativ Performance Konzepte auf Basis versuchs-technischer Nachweise angewendet. Hierbei werden Zeitrafferversuche unter Einsatz wesentlich größerer Beanspruchungen als unter natürlichen Bedingungen an Probekörpern durchgeführt. Durch den Vergleich der Versuchsergebnisse mit zuvor definierten Abnahmekriterien können Rückschlüsse auf den zu erwartenden Schädigungsverlauf einer objektspezifischen Bauteiloberfläche gezogen werden und somit die Übertragung auf Praxisbedingungen erfolgen. Exemplarisch sei hier auf [BAW 2004] verwiesen, in dem die Bewertung des Frost- bzw. Frost-Tausalz-Widerstandes von Beton mittels Zeitrafferversuchen beschrieben wird.

Eine Zusammenstellung möglicher Konzepte für den Nachweis der Dauerhaftigkeit enthält **Tabelle 5-3**. In den nachfolgenden Abschnitten 5.2.2.2 und 5.2.2.3 werden die Besonderheiten der einzelnen Nachweiskonzepte in der Anwendung auf bestehende Bauwerke aufgezeigt. Darauf aufbauend werden in den Abschnitten 5.3 und 5.4 Möglichkeiten zum Einsatz dieser Verfahren an den zuvor identifizierten,

typischen Schädigungsmechanismen (carbonatisierungsinduzierte- und chlorid-induzierte Bewehrungskorrosion, Frost- und Frost-Tausalz-Angriff) erläutert.

Tabelle 5-3 Konzepte für den Nachweis der Dauerhaftigkeit

Nachweisconcept	Grundlage für Nachweise	Beispiele für den Anwendungsbereiche
„Deskriptives Konzept“ (deemed to satisfy)	Expositionsklassen nach [DIN 1045-1:2008] und Mindestanforderungen (z. B. Baustoffe, Betondeckung)	alle Expositionen in Verbindung mit üblichen Randbedingungen
„Performance Konzept“ (versuchstechnischer Nachweis)	Versuchstechnisch gewonnene Materialeigenschaften und Vergleich mit Grenzkriterien, siehe z. B. [BAW 2004]	Frost- und Frost-Tausalz-Angriff, Verschleiß, Abrieb
„Performance Konzept auf probabilistischer Basis“ (rechnerischer Nachweis)	Nachweisconcept nach [FIB MCSL 2006], grenzzustandsbezogene Sicherheiten, gemessene Materialwiderstände	carbonatisierungs- und chloridinduzierte Bewehrungskorrosion, Frost- und Frost-Tausalz-Angriff

5.2.2.2 Performance Konzept auf versuchstechnischer Basis

Bei dem Performance Konzept auf versuchstechnischer Basis erfolgt eine nach Umwelteinwirkungen getrennte Betrachtung der verwendeten Baustoffe. Hierzu werden vor der Durchführung einer Baumaßnahme Probekörper mit den geplanten Eigenschaften hergestellt bzw. bei der Bewertung bestehender Bauwerke Probekörper entnommen und einem Zeitrafferversuch unter verschärften Bedingungen unterzogen. Durch die Auswertung der Versuchsergebnisse können Rückschlüsse auf die realisierbare Nutzungsdauer gewonnen werden, die dann ggf. bei einer Modifizierung der Entwurfsplanung vor der Bauausführung bzw. bei der Planung von Ertüchtigungsmaßnahmen bei bestehenden Bauwerken berücksichtigt werden.

Die wesentliche Herausforderung bei der Anwendung des Performance Konzeptes besteht darin, dass geeignete Abnahmekriterien für die Versuche objektspezifisch festzulegen sind. Es muss hierbei berücksichtigt werden, dass dem Konzept eine zweifache Extrapolation (vgl. **Abb. 5-4**) zugrunde liegt: Einerseits werden die Versuche aus Gründen der Praktikabilität im Zeitraffer innerhalb weniger Wochen durchgeführt, während die reale Beanspruchungsdauer viele Jahrzehnte umfassen kann. Andererseits erfordert die wesentliche Verkürzung der Versuchsdauer eine gegenüber den natürlichen Bedingungen intensivierte Bean-

spruchung, um eine Gleichwertigkeit zwischen Versuch und wirklichem Verhalten im Bauwerk sicherzustellen.

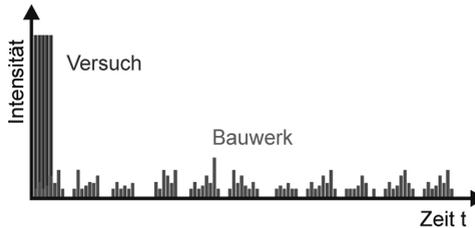


Abb. 5-4 Übertragung der Versuchsergebnisse auf den Praxisbereich

Eine besondere Form des Performance Konzeptes auf versuchstechnischer Basis ergibt sich durch die Anwendung des Simulationsmodells „Transreac“ (siehe [Schmidt-Döhl 1996 und Rigo 2005]). Aufbauend auf versuchstechnisch ermittelten Kenngrößen wird durch eine Kombination einer zeit- und ortsabhängigen Berechnung des thermodynamisch und kinetisch stabilen Phasenbestandes mit einer Feuchte-, Wärme- und Stofftransportberechnung die Degradation unter definierten Umwelteinwirkungen modelliert. Insbesondere auch die Betrachtung kombinierter Angriffe ist hiermit möglich (siehe z. B. Simulation des Korrosionsverhaltens durch Ammonium- und Chloridangriff).

Performance Konzepte auf versuchstechnischer Basis werden i. d. R. angewendet, wenn die Herstellung eines Baukörpers eine spezielle Rezeptierung des einzubauenden Betons erfordert (z. B. zur Begrenzung der Wärmeentwicklung bei massigen Betonbauteilen), die von den in Abhängigkeit der Expositionsklassen abgeleiteten Mindestanforderungen nach [DIN 1045-1:2008] abweicht und damit eine rechnerische Betrachtung ausschließt. Um die Leistungsfähigkeit der verwendeten Baustoffe gegenüber den zu erwartenden Umwelteinwirkungen darzustellen, wird von unterschiedlichen Bauwerksbetreibern die Anwendung eines versuchstechnisch begründeten Performance Konzeptes empfohlen bzw. vorgeschrieben (siehe z. B. [BAW 2004] bei Anwendung der [BMVBS 2004]). In [Heumann 2009c] wird dessen Anwendung exemplarisch auf den Entwurf von Industriefußböden vorgestellt.

5.2.2.3 Performance Konzept auf probabilistischer Basis

Das Performance Konzept auf probabilistischer Basis ist, wie bereits erläutert, vorrangig aus der Kenntnis über die Schwächen des deskriptiven Konzeptes entstanden. Es verfolgt das Ziel, prüfbar und rechnerisch verarbeitbar eine grenz-

zustandsbezogene Dauerhaftigkeit (d. h. Lebensdauer) unter Angabe von Versagenswahrscheinlichkeiten vorherzusagen. Durch eine derartige Lebensdauerbemessung sollen die objektspezifischen Besonderheiten und Konstruktionsdetails sowie die Leistungsfähigkeit einzelner Materialien gegenüber den einwirkenden Umwelteinwirkungen bewertet und ggf. objektspezifische Qualitätsmerkmale erarbeitet werden (siehe auch [Empelmann 2009c]).

Für die Formulierung bemessungsrelevanter Grenzzustände ist es notwendig,

- den Schädigungsmechanismus und den Schädigungsverlauf zu analysieren,
- die orts- und zeitabhängigen Einwirkungen, die zu der Schädigung führen, statistisch zu quantifizieren,
- die Bauwerkswiderstände in Abhängigkeit der geometrischen Randbedingungen zu erfassen und
- die physikalischen und chemischen Eigenschaften der verwendeten Baustoffe zeitabhängig und möglichst wirklichkeitsnah, statistisch zu beschreiben.

Die Auswertung der Grenzzustände kann auf Basis des Sicherheitskonzeptes nach Abschnitt 3 erfolgen.

Performance Konzepte auf probabilistischer Basis können sowohl bei dem Entwurf neu zu errichtender Bauwerke (siehe z. B. [Heumann 2009b und Empelmann 2011]) als auch für die Bewertung bestehender Bauwerke (siehe z. B. [Heumann 2010b und Heumann 2012]) eingesetzt werden. Ein besonderer Vorteil bei der Bewertung bestehender Bauwerke ergibt sich durch die Einbeziehung von Vorinformationen mittels eines Bayes'schen Updates (siehe auch Abschnitt 3.5), wodurch die Aussagegenauigkeit wesentlich verbessert werden kann.

5.3 Korrosion der Bewehrung

5.3.1 Allgemeines

Die Degradation von Stahlbeton- oder Spannbetonbauteilen im Hinblick auf die Bewehrungskorrosion lässt sich nach [Tuutti 1982] in zwei Zeitperioden (Einleitungsphase und Schädigungsphase) einteilen, die von teilweise unterschiedlichen Einflüssen dominiert werden und somit durch eine Abfolge mehrerer Schadensfortschrittsmodelle abgebildet werden können. In **Abb. 5-5** in Verbindung mit **Tabelle 5-4** sind die derzeit in Deutschland gebräuchlichen Definitionen der die zeitliche Entwicklung des Schädigungsgrades bei Korrosion der Bewehrung charakterisierenden Grenzzustände dargestellt (siehe auch [DAfStb 2011]).

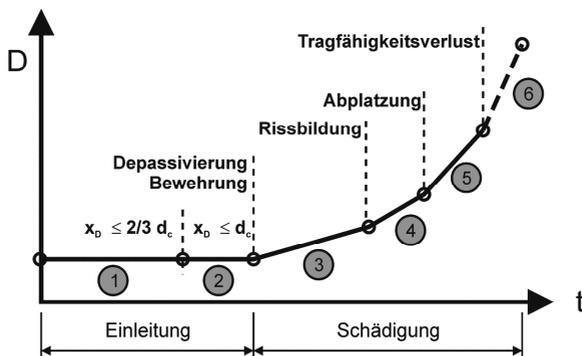


Abb. 5-5 Zeitliche Entwicklung des Schädigungsgrades D bei Korrosion der Bewehrung und Definition von Grenzzuständen nach [DAfStb 2011]

Tabelle 5-4 Zustandsklassen für Korrosion der Bewehrung infolge von Carbonatisierung bzw. Chlorideinwirkung nach [DAfStb 2011]

Zustand	Beschreibung
1	keine Schädigung
2	Bewehrung ist passiviert: Depassivierungstiefe ist geringer als Betondeckung
3	Bewehrung ist depassiviert, Korrosion der Bewehrung, keine Betonabplatzungen, ohne Rissbildung
4	Korrosion der Bewehrung, keine Betonabplatzungen, mit Rissbildung
5	Korrosion der Bewehrung, Betonabplatzungen, mit oder ohne Rissbildung
6	Tragfähigkeitsversagen, Korrosion der Bewehrung, Betonabplatzungen, mit oder ohne Rissbildung

Wird durch Carbonatisierung oder durch Überschreiten eines kritischen, korrosionsauslösenden Chloridgehaltes die zuvor passive und somit vor Korrosion geschützte Bewehrung im Beton depassiviert (Ende der Einleitungsphase), wird Bewehrungskorrosion initiiert (Beginn der Schädigungsphase), die in der Folge mit einer umgebungsabhängigen Geschwindigkeit zu einer z. T. lokalen Querschnittsreduzierung der Bewehrung führt. Im Weiteren erzeugt die Volumenzunahme der sich bildenden Korrosionsprodukte einen Sprengdruck, der zu korrosionsbedingter Rissbildung und ggf. zu einer partiellen Abplatzung der Betondeckung führen kann. Wird ein kritischer Schädigungsgrad überschritten, ist die Tragfähigkeit nicht mehr gegeben (Ende der Schädigungsphase).

Aus der Summe der jeweiligen Zeitspannen der Einleitungs- und der Schädigungsphase mit

$$T_{max} = T_{Einleitung} + T_{Zerstörung} \geq T_d \quad (5.1)$$

mit:	T_{max}	maximale Lebensdauer
	$T_{Einleitung}$	wirklicher Zeitraum bis zur Depassivierung des Bewehrungsstahls
	$T_{Zerstörung}$	wirklicher Zeitraum mit aktiver Bewehrungskorrosion
	T_d	geplante Nutzungsdauer

ergibt sich die maximale Lebensdauer. Sie ist von der technischen Lebensdauer

$$p_f = p\{T_{ini} + T_{dam} - T_d < 0\} \quad (5.2)$$

mit:	T_{ini}	rechnerischer Zeitraum bis zur Depassivierung des Bewehrungsstahls (Überschreitung einer def. Versagenswahrscheinlichkeit)
	T_{dam}	rechnerischer Zeitraum mit aktiver Bewehrungskorrosion (Überschreitung einer def. Versagenswahrscheinlichkeit)

zu unterscheiden, die eine Funktion des einzuhaltenden Zuverlässigkeitsindizes nach Abschnitt 3.2 und abhängig von dem betrachteten Grenzzustand ist. Nachfolgend werden Möglichkeiten der Modellierung sowohl für die Einleitungsphase der carbonatisierungsinduzierten und chloridinduzierten Bewehrungskorrosion als auch für die sich jeweils anschließende Schädigungsphase vorgestellt.

5.3.2 Einleitungsphase der carbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion

Nach [FIB MCSL 2006 und Gehlen 2001] kann der zeit- und tiefenabhängige Verlauf der Carbonatisierung des Betons in einem ungerissenen Körper in Form einer Grenzzustandsgleichung

$$\begin{aligned} p_f &= p\{d_c - x_c(t) < 0\} = p\{d_c - A \cdot \sqrt{t} < 0\} \\ &= p\left[\left[d_c - \sqrt{2 \cdot k_e \cdot k_c \cdot (k_i \cdot R_{ACC0}^{-1} + \varepsilon_i) \cdot \Delta C_s} \cdot \sqrt{t} \cdot W(t)\right] < 0\right] \end{aligned} \quad (5.3)$$

mit:	d_c	Betondeckung [mm]
	$x_c(t)$	zeitabhängiger, carbonatisierter Tiefenbereich [mm]
	A	umgebungs- und widerstandsabhängiger Beiwert [mm/ \sqrt{a}]
	k_e	Parameter zur Berücksichtigung der Feuchteabhängigkeit in Abhängigkeit der Luftfeuchtigkeit nach Gl. (5.5) [-]
	k_c	Parameter zur Berücksichtigung der Nachbehandlungsdauer nach Gl. (5.6) [-]

k_t	Verhältniswert der unter diffusionsbeschleunigenden Bedingungen (ACC) ermittelten Carbonatisierungswiderständen zu denen unter natürlichen Bedingungen feststellbaren Werten nach Gl. (5.7) [-]
$R_{ACC,0}^{-1}$	inverser, effektiver Carbonatisierungswiderstand von trockenem Beton, bestimmt an definiert hergestellten und vorgelagerten Prüfkörpern mit Hilfe der Schnellcarbonatisierungsmethode ACC (siehe Gl. (5.7)) [$\text{mm}^2/\text{a}/\text{kg}_{\text{CO}_2}/\text{m}^3$] = $315,360 [10^{-11} \text{m}^2/\text{s}/\text{kg}_{\text{CO}_2}/\text{m}^3]$
ε_t	normalverteilter Fehlerterm zur Berücksichtigung prüftechnisch bedingter Fehler (siehe auch Gl. (5.7)) [$\text{mm}^2/\text{a}/\text{kg}_{\text{CO}_2}/\text{m}^3$]
$W(t)$	Witterungsfunktion nach Gl. (5.8) [-]
w	Parameter zur Berücksichtigung mikroklimatischer Bedingungen an der Betonoberfläche unter Berücksichtigung der Häufigkeit der Beregnung (ToW) und der Schlagregenwahrscheinlichkeit (p_{SR}) nach Gl. (5.9)
ΔC_s	CO_2 -Konzentrationsgradient entsprechend den Umgebungsbedingungen nach Gl. (5.10) [kg/m^3]

beschrieben werden. Eine Grenzzustandsüberschreitung liegt nach Abschnitt 5.3.1 vor, sobald die Carbonatisierungsfrent die Tiefenlage der Bewehrung erreicht hat und somit die Bedingungen für eine carbonatisierungsinduzierte Korrosion vorliegen. Durch

$$\begin{aligned}
 p_f &= p\{T_{mi} - t < 0\} \\
 &= p\left\{ \left[\left(\frac{d_c}{\sqrt{2 \cdot k_e \cdot k_c \cdot (k_t \cdot R_{ACC,0}^{-1} + \varepsilon_t) \cdot \Delta C_s \cdot t_0^w}} \right)^{\frac{2}{1-2w}} - t \right] < 0 \right\} \quad (5.4)
 \end{aligned}$$

ergibt sich eine alternative Grenzzustandsformulierung, bei der die Zeit bis zur Carbonatisierung in der entsprechenden Tiefenlage der Bewehrung betrachtet wird.

Dem Ansatz liegt im Wesentlichen das 1. Fick'sche Diffusionsgesetz zugrunde, welches die Menge des durch den Beton infolge eines Konzentrationsgradienten zeitlich konstant eindiffundierenden CO_2 -Gehaltes zu einem vorgegebenen Zeitpunkt bilanziert. Der grundlegende Ansatz wurde bereits im Wurzel-Zeit-Gesetz (siehe auch [Schießl 1976]) verwendet und durch verschiedene, internationale Forschungsvorhaben weiterentwickelt. Eine wesentliche Verbesserung der Vorhersagegenauigkeit dieses Ansatzes wurde durch die Einbeziehung mikroklimatischer Bedingungen erreicht.

Die Übertragungsvariable nach [Bunte 1993] mit

$$k_e = \left[\frac{1 - [RH_{IST}/100]^{f_e}}{1 - [RH_{REF}/100]^{f_e}} \right]^{g_e} \quad (5.5)$$

- mit: RH_{IST} relative Luftfeuchte in der carbonatisierten Betonrandschicht in [%]
(Weibull-Verteilung (min) oder Beta-Verteilung)
- RH_{REF} relative Referenzluftfeuchte in [%], mit:
 $RH_{REF} = 65 \%$
- g_e konstanter ansatzspezifischer Parameter, mit:
 $g_e = 2,5$
- f_e konstanter ansatzspezifischer Parameter, mit:
 $f_e = 5,0$

ermöglicht die Berücksichtigung des Einflusses der relativen Luftfeuchte auf den CO_2 -Diffusionskoeffizienten bzw. auf den inversen Carbonatisierungswiderstand. Nach [Gehlen 2001] kann die Verwendung mittlerer Messdaten der dem Bauteil nahegelegenen Wetterstationen dadurch begründet werden, dass i. d. R. lediglich die Carbonatisierung im randnahen Betonoberflächenbereich betrachtet wird, in der eine große Abhängigkeit von der Außenluft vermutet werden kann. In Entsprechung hierzu ist Gl. (5.5) für eine Referenzluftfeuchtigkeit von 65 % an Versuchsergebnissen kalibriert worden.

Der in [Gehlen 2001] eingeführte Parameter zur Berücksichtigung der Ausführungsqualität mit

$$k_c = a_c \cdot t_c^{b_c} \quad (5.6)$$

- mit: t_c Dauer der Nachbehandlung in Tagen
- a_c Regressionsparameter, mit:
 $a_c = 7^{(-b_c)}$
- b_c normalverteilter Regressionsparameter, mit:
 $\mu = -0,567$ und $\sigma = 0,024$

berücksichtigt die Dauer der Nachbehandlung und deren vorteilhafte Wirkung auf die Ausbildung des Porensystems randnaher Betonschichten. Der Ansatz wurde an Versuchsergebnissen kalibriert, in denen ein erwartungsgemäß großer Einfluss von Material (z. B. Hüttensandgehalt) und Umwelteinwirkung (z. B. trockene bzw. feuchte Umgebungsbedingungen) nicht bestätigt werden konnte.

Als Testmethode zur Bestimmung des Materialwiderstandes gegenüber Carbonatisierung wird in [Gehlen 2001] der Schnellcarbonatisierungsversuch empfohlen. Die Probekörper (Abmessungen $h/b/l = 100/100/500$ mm) werden hierbei unter

definierten Bedingungen insgesamt 28 Tage vorgelagert und anschließend weitere 28 Tage in einer Carbonatisierungskammer mit einer erhöhten Schadgasbeaufschlagung (CO₂-Gehalt ca. 1 bis 3 Vol.-%) versehen. Die Carbonatisierungstiefe wird dann an den gespaltenen Prüfkörpern unter Einsatz einer Indikatorlösung (Phenolphthalein) gemessen. Dieses versuchsbasierende Performance Konzept zur Ermittlung des Materialwiderstandes führt zu Abweichungen gegenüber den natürlichen Verhältnissen. Daher werden in [Gehlen 2001] an Vergleichsmessungen kalibrierte Übertragungsparameter entsprechend

$$R_{NAC,0}^{-1} = k_t \cdot R_{ACC,0}^{-1} + \varepsilon_t \quad (5.7)$$

mit: $R_{NAC,0}^{-1}$ inverser, effektiver Carbonatisierungswiderstand von trockenem Beton, bestimmt an definiert hergestellten und vorgelagerten Prüfkörpern mit Hilfe der Normalcarbonisierungsmethode NAC [mm²/a/kgCO₂/m³] = 315,360 [10⁻¹¹ m²/s/kgCO₂/m³]
 $R_{ACC,0}^{-1}$ inverser, effektiver Carbonatisierungswiderstand von trockenem Beton, bestimmt an definiert hergestellten und vorgelagerten Prüfkörpern mit Hilfe der Schnellcarbonisierungsmethode ACC
 k_t normalverteilter Regressionsparameter [-] mit:
 $\mu = 1,25$ und $\sigma = 0,35$
 ε_t normalverteilter Fehlerterm zur Berücksichtigung prüftechnisch bedingter Fehler mit:

$$\mu = 315,5 \frac{10^{-11} \text{ m}^2}{\text{s kgCO}_2 \text{ m}^3} \text{ und } \sigma = 48 \frac{10^{-11} \text{ m}^2}{\text{s kgCO}_2 \text{ m}^3}$$

eingeführt, die eine Umrechnung von Carbonatisierungswiderständen unter beschleunigten Bedingungen in Widerstände unter natürlichen Bedingungen ermöglichen.

Allgemein ist davon auszugehen, dass eine Durchfeuchtung des oberflächennahen Betons (z. B. durch ein Regenereignis) den Carbonisierungsfortschritt verlangsamt, da der Porenraum wassergefüllt ist und somit der CO₂-Konzentrationsausgleich aufgrund unterbrochener Transportwege nicht mehr stattfinden kann. Erst nach der Austrocknung kann der Carbonisierungsprozess fortgesetzt werden. Diese auch in Praxisbeobachtungen feststellbare, deutliche Abweichung vom 1. Fick'schen Diffusionsgesetz wird in [Gehlen 2001] durch die Einführung einer Witterungsfunktion mit

$$W = \left(\frac{t_0}{t} \right)^w \quad (5.8)$$

$$w = a_w \cdot (p_{SR} \cdot ToW)^{b_w} \quad (5.9)$$

mit:	W	Witterungsfunktion [-]
	w	Witterungsexponent [-] nach Gl. (5.9)
	t_0	Referenzzeitpunkt [d] mit: $t_0 = 28$ Tage
	a_w	konstanter Regressionsparameter [-] mit: $a_w = 0,5$
	p_{SR}	Schlagregenwahrscheinlichkeit [-] mit: $p_{SR} = 1$ (für horizontale Bauteile) bzw. $0 \leq p_{SR} \leq 1$ (für vertikale Bauteile)
	b_w	normalverteilter Regressionsexponent [-] $\mu = 0,446$ und $\sigma = 0,163$
	ToW	Regenhäufigkeit [-] (Time of Wetness) in Grenzen $0 \leq ToW \leq 1$

berücksichtigt. Der in Gl. (5.9) enthaltene Witterungsexponent ist abhängig von der Häufigkeit der Durchfeuchtungsperioden (i. d. R. Regenereignissen). Als Maß für die Häufigkeit wird bei Außenbauteilen nach [Bunte 1993] die Anzahl der Tage pro Jahr mit einer Niederschlagsmenge größer gleich 2,5 mm pro Tag (entspricht 2,5 kg/m²) definiert. Bei vertikalen Bauteilen wird zusätzlich die Schlagregenwahrscheinlichkeit bei Regenereignissen in Abhängigkeit der geografischen Ausrichtung berücksichtigt. In **Abb. 5-6** sind entsprechende Angaben aus [Bunte 1993] für ausgewählte Orte zusammengestellt. Objektspezifische Daten können von nahegelegenen Wetterstationen bezogen werden.

Die atmosphärische Kohlendioxidkonzentration kann nach [Gehlen 2001] mit einem Wert zwischen 350 ppm und 380 ppm abgeschätzt werden, wobei anzunehmen ist, dass dieser Wert innerhalb üblicher Nutzungsdauern von Bauwerken größeren Streuungen unterliegen kann (siehe auch **Abb. 6-23**). Durch den Ansatz

$$\Delta C_s = C_{s,Atm} + \Delta C_{s,Em} \quad (5.10)$$

mit:	ΔC_s	CO ₂ -Konzentrationsgradient aus Umgebungsbedingungen [kg/m ³]
	$C_{s,Atm}$	atmosphärischer CO ₂ -Gehalt
	$\Delta C_{s,Em}$	additiver CO ₂ -Gehalt infolge objektspezifischer Emissionsquellen

werden zusätzliche Emissionsbelastungen (z. B. KFZ-Verbrennungsgase innerhalb von Tunneln in Abhängigkeit von der Tunnellänge und -geometrie, den Ventilationsverhältnissen, des Verkehrsaufkommens und der durchschnittlichen Fahrgeschwindigkeit) additiv berücksichtigt.

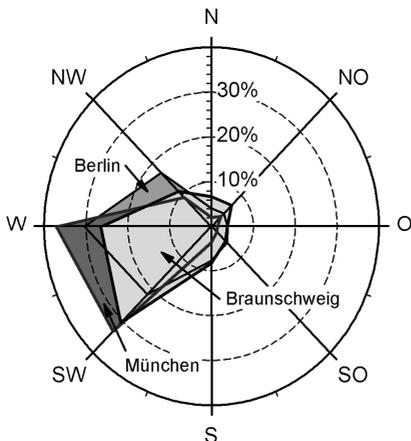


Abb. 5-6 Schlagregenwahrscheinlichkeit an vertikalen Bauteiloberflächen in Abhängigkeit der Windrichtung während Niederschlagsereignissen

5.3.3 Einleitungsphase der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion

Nach [FIB MCSL 2006 und Gehlen 2001] kann der zeit- und tiefenabhängige Verlauf des Eindringens von Chloriden in einem ungerissenen Körper in Form einer Grenzzustandsgleichung mit

$$\begin{aligned}
 p_f &= p \left\{ d_c - \Delta x - \sqrt{4 \cdot D_{eff,t}} \cdot t \cdot \operatorname{erf}^{-1} \left[1 - \frac{C_{cr} - C_0}{C_{S,\Delta x} - C_0} \right] < 0 \right\} \\
 &= p \left\{ d_c - \Delta x - \sqrt{4 \cdot D_{eff,t}} \cdot t \cdot \operatorname{erf}^{-1} \left[\frac{C_{cr} - C_{S,\Delta x}}{C_0 - C_{S,\Delta x}} \right] < 0 \right\}
 \end{aligned} \tag{5.11}$$

$$p_f = p \left\{ (C_{cr} - C_0) - (C_{S,\Delta x} - C_0) \cdot \left(1 - \operatorname{erf} \left[\frac{d_c - \Delta x}{\sqrt{4 \cdot D_{eff,t}}} \right] \right) < 0 \right\} \tag{5.12}$$

mit:	d_c	Betondeckung [mm]
	Δx	Tiefenbereich, der aufgrund intermittierender Chlorideinwirkung nicht durch dargestellten Ansatz beschrieben werden kann [mm]
	C_{cr}	krit., korrosionsausl. Chloridgehalt von Stahl im Beton [M.-%/Z]
	$C_{S,\Delta x}$	Chloridkonzentration in der Tiefe Δx in Abhängigkeit der anstehenden Chlorideinwirkung [M.-%/Z]
	C_0	Eigenchloridgehalt [M.-%/Z]

$D_{eff,t}$ effektiv wirksamer Chloridmigrationskoeffizient [10^{-12} m²/s] von Beton zum Beobachtungszeitpunkt t mit:

$$D_{eff,t} = k \cdot D_{RCM,0} \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^a = k_e \cdot k_t \cdot D_{RCM,0} \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^a$$

k_e Übertragungsparameter zur Temperaturabhängigkeit [-] (Arrhenius-Gleichung), mit:

$$k_e = \exp\left(b_e \cdot \left(\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T_{ist}}\right)\right)$$

b_e normalverteilter Regressionsparameter [-], mit:

$$\mu = 4800 \text{ K und } \sigma = 700 \text{ K}$$

T_{ist} mittlere Bauteiltemperatur [K] (entspricht näherungsweise der Temperatur der Umgebungsluft)

T_{ref} Referenztemperatur [K], mit:

$$T_{ref} = 293 \text{ K}$$

k_t Übertragungsparameter zur Berücksichtigung von Abweichungen zwischen dem unter beschleunigten Bedingungen gewonnenen bzw. unter natürlichen Bedingungen auftretenden Chloridmigrationskoeffizienten [-]

t_0 Referenzzeitpunkt [a] als Grundlage für den Alterungsterm:

$$A(t) = \left(\frac{t_0}{t}\right)^a$$

a Altersexponent [-] zur Berücksichtigung der Zeitabhängigkeit des Chloridmigrationskoeffizienten

beschrieben werden. Eine Grenzzustandsüberschreitung liegt nach Abschnitt 5.3.1 vor, sobald die Chloridkonzentration einen kritischen, korrosionsauslösenden Chloridgehalt in der Tiefenlage der Bewehrung erreicht hat und somit die Bedingungen für eine chloridinduzierte Korrosion vorliegen. Durch Umformen der Gl. (5.11) und (5.12) ergibt sich mit

$$p_f = p \{T_{mi} - t < 0\} = p \left\{ \left[\left(\frac{(d_c - \Delta x)^2}{4 \cdot k \cdot D_{RCM,0} \times t_0^a} \cdot \left(\operatorname{erf}^{-1} \left[\frac{C_{cr} - C_{S,\Delta x}}{C_0 - C_{S,\Delta x}} \right] \right)^{-2} \right)^{\frac{1}{1-a}} - t \right] < 0 \right\} \quad (5.13)$$

eine alternative Formulierung dieses Grenzzustandes, bei der die Zeit bis zum Erreichen der kritischen, korrosionsauslösenden Chloridkonzentration in Tiefenlage der Bewehrung betrachtet wird.

Gl. (5.11) bis (5.13) basieren auf dem 2. Fick'schen Diffusionsgesetz, welches eine Beziehung zwischen zeitlichen und örtlichen Konzentrationsunterschieden herstellt und einen instationären Diffusionsfluss beschreibt.

Die mit der Grenzzustandsgleichung betrachteten Chloride können baupraktisch durch eine äußerlich anstehende Salzlösung (d. h. Chloridionen sind in Wasser gelöst) auf unterschiedliche Arten in das Bauteil hinein gelangen. Zu unterscheiden ist zwischen

- dem Diffusionsprozess bei feuchtem Beton und
- dem kapillaren Saugen („Huckepacktransport“) bei zunächst trockenem Beton.

Das zweite Fick'sche Diffusionsgesetz bildet zunächst ausschließlich den Diffusionsprozess bei feuchtem Beton ab. Diese Art der Modellbildung ist bei Bauteiloberflächen (z. B. im Unterwasserbereich im salzhaltigen Meer) gerechtfertigt, bei den die Chloridsättigungskonzentration, die aus dem Chloridgehalt der anstehenden Lösung (äquivalente Chloridkonzentration) folgt, unmittelbar der Chloridoberflächenkonzentration entspricht. Bei einer intermittierenden Beaufschlagung mit Salzlösung (z. B. Spritzwasser im Verkehrswegebereich) erfolgt der Transport der Chloridionen in dem zuvor oberflächennah ausgetrockneten Bereich (Konvektionszone) verhältnismäßig schnell durch kapillares Saugen. Neben diesem sog. Huckepacktransport der Chloride wird die Zone ebenfalls durch den Rücktransport von Chloriden bei Austrocknung, durch carbonatisierungsbedingte Veränderung der Chloridbindekapazität und Veränderung der Chloridbindekapazität durch Auslaugeneffekte beeinflusst. Erst ab einer definierten Tiefenlage erfolgt der Chloridtransport entsprechend dem Fick'schen Diffusionsverhalten.

In Gl. (5.11) bis (5.13) wird in Erweiterung des 2. Fick'schen Diffusionsgesetzes dieser Sachverhalt dadurch berücksichtigt, dass das zeitliche Eindringen der Chloride bei intermittierender Beaufschlagung über die Dicke der Betondeckung abzüglich des Tiefenbereiches modelliert wird, der aufgrund intermittierender Chlorideinwirkung durch kapillares Saugen geprägt ist. Auf Basis von einer Vielzahl von Untersuchungsergebnissen wurde in [Gehlen 2001] aus dem jeweiligen Mittelwert der Untersuchungsergebnisse der Tiefenbereich durch die Verteilungsparameter entsprechend **Tabelle 5-5** festgelegt.

Tabelle 5-5 Verteilungsparameter des Tiefenbereiches Δx in [mm]

Variable	Verteilungstyp	μ	σ	a	b
Δx	Beta-Verteilung	8,9	5,6	0	50

Die äquivalente Chloridkonzentration der anstehenden Lösung ergibt sich aus den Umgebung- bzw. Nutzungsbedingungen der betrachteten Betonoberfläche. Typische Chloridquellen stellen das Meerwasser bzw. im Rahmen des Winterdienstes ausgebrachter Streusalze im Bereich des Verkehrswegebbaus dar.

Bei den dauerhaft durch Meerwasser beaufschlagten Bauteiloberflächen kann nach [Gehlen 2001] vereinfachend die äquivalente Chloridkonzentration mit

$$C_{\bar{a}qv} = C_{0,M} \quad (5.14)$$

mit: $C_{\bar{a}qv}$ äquivalente Chloridkonzentration
 $C_{0,M}$ natürlicher Chloridgehalt des Meerwassers nach **Abb. 5-7**

gleich dem natürlichen Chloridgehalt des Meerwassers angenommen werden.

Abb. 5-7 können Anhaltswerte für den natürlichen Chloridgehalt der Weltmeere entnommen werden. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass der aufgrund spezieller Randbedingungen objektspezifisch vorliegende Chloridgehalt hiervon deutlich abweichen kann.

Demgegenüber kann die durch Streusalze im Rahmen des Winterdienstes auf Verkehrswegen entstehende, äquivalente Chloridkonzentration mit

$$C_{\bar{a}qv} = C_{0,R} = \frac{\sum_{i=1}^n c_{Cl,i}}{h_N} \quad (5.15)$$

mit: $C_{0,R}$ durchschnittlicher Chloridgehalt [g/l] des chloridkontaminierten Tauwassers
 n Anzahl der Streueignisse pro Kalenderjahr [-]
 $c_{Cl,i}$ durchschnittliche Chloridstreuenge je Streueinsatz [g/l]
 h_N jährliche Niederschlagsmenge [l/m²] aus Schnee oder Regen während der Streuperiode

auf Basis der z. B. bei den Straßenmeistereien vorliegenden Kenntnisse über die auf einem Streckenabschnitt ausgebrachten Streusalzmengen und den ortsbezogenen meteorologischen Daten abgeschätzt werden. In Deutschland werden im Rahmen des Bundesfernstraßennetzes derzeit jeweils circa 5 bis 25 g/m² Tausalz (je nach

Region) ausgebracht, wobei der Chloridgehalt in Abhängigkeit der Art des Tausalzmittels zwischen 50 % und 60 % variiert.

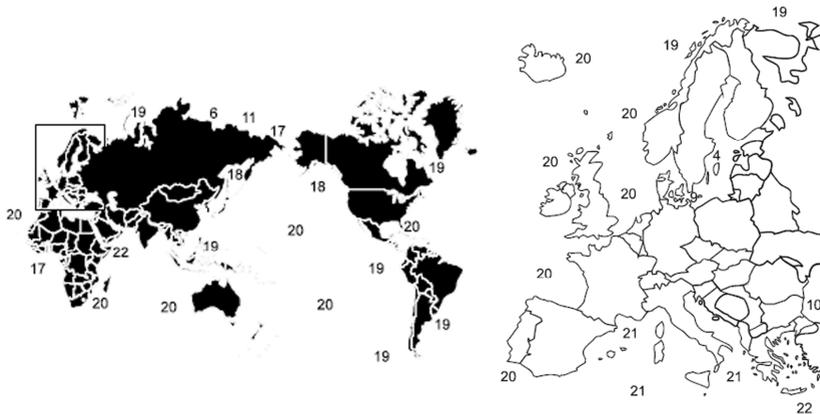


Abb. 5-7 Chloridgehalt von Meerwasser allgemein (links) und im Bereich Europas (rechts) in [g/l] aus [Tietze 1970]

Für Braunschweig ergibt sich exemplarisch aus einer regional üblichen Schnee- bzw. Niederschlagsmenge von 40 mm während der ca. 80 Tage mit Temperaturen kleiner -1°C in 5 cm über dem Erdboden und unter Annahme einer durchschnittlichen Streusalzmenge von 10 g/m^2 je Streueignis (Chloridgehalt des Streugutes ca. 60 %) eine äquivalente Chloridkonzentration von 12 g/l .

Die erforderlichen Eingangsdaten können, wie zuvor erwähnt, verhältnismäßig einfach über Straßenmeistereien und Wetterdienste bezogen werden. Eine Schwierigkeit der Übertragung ergibt sich jedoch dadurch, dass bei dieser Art der Abschätzung ein verhältnismäßig geringer Bezug zwischen dem betrachteten Objekt und den Eingangsdaten besteht. Ferner wird hierbei auch nicht die Lage der Bauteiloberfläche in Bezug zur Chloridquelle berücksichtigt.

Eine alternative bzw. ergänzende Vorgehensweise ergibt sich mit

$$\mu_{C_s} = (\mu_{C_{s,max}} - \mu_{C_{s0}}) \cdot \left(1 - \frac{\sqrt{a^2 + h^2}}{r_{max}} \right) + \mu_{C_{s0}} \quad (5.16)$$

mit: $\mu_{C_{s,max}}$ mittlere Oberflächenchloridkonzentration [M.-%/Z] in unmittelbarer Straßennähe, mit:

$$\mu_{C_{s,max}} = 1,15 \text{ M.-%/Zement}$$

$\mu_{C_{s,0}}$	mittlerer Grundchloridgehalt [M.-%/Z] mit: $\mu_{C_{s,0}} = 0,055 \text{ M.-%/Zement}$
r_{max}	Radius [m], innerhalb der die Oberflächenchloridkonzentration den Grundchloridgehalt übersteigt, mit: $r_{max} = 6,8 \text{ m}$
a	horizontaler Abstand zur Straßenoberfläche [m]
h	vertikaler Abstand zur Straßenoberfläche [m]

nach [Lay 2007]. Der Ansatz basiert auf der Auswertung von Chloridprofilen an Brücken im Bereich kreuzender Kraftfahrzeugstraen. Ausgehend von einem mittleren Grundchloridgehalt und einer mittleren Oberflächenchloridkonzentration in unmittelbarer Straßennähe kann in Abhängigkeit des Abstandes zur Straßenoberfläche im entsprechenden Bereich bestimmt werden. Der Radius, innerhalb der die Oberflächenchloridkonzentration den Grundchloridgehalt übersteigt, wurde empirisch festgelegt. In **Abb. 5-8** sind die durch Gl. (5.16) beschriebenen Zusammenhänge graphisch ausgewertet.

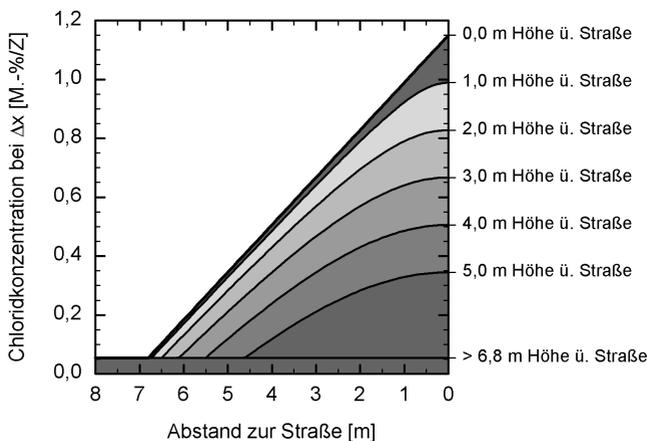


Abb. 5-8 Mittlere Oberflächenchloridkonzentration in Abhängigkeit des Abstandes und der Höhe von der Straßenoberfläche nach [Lay 2007]

Die Umrechnung zwischen der quivalenten Chloridkonzentration und der Oberflächenkonzentration bzw. der Ersatzoberflächenkonzentration ist abhängig von der betontechnologischen Zusammensetzung des Betons, da die physikalische und chemische Bindekapazität des Materials als auch der bis zum Konzentrationsausgleich mit Chloriden abzusttigende Porenraum wesentlich die Oberflächenkonzentration

tration bestimmt (siehe auch [Gehlen 2001]). Bindemittelspezifische Chloridadsorptionsisothermen, die für eine Umrechnung genutzt werden können, können [Tang 1996] entnommen werden. Exemplarisch ist in **Abb. 5-9** die Chloridkonzentration in Abhängigkeit der anstehenden Einwirkung für einen Portlandzementbeton dargestellt.

Für die aus Gl. (5.15) abgeschätzte, äquivalente Chloridkonzentration von 12 g/l im öffentlichen Straßenraum ergibt sich nach **Abb. 5-9** eine Oberflächenkonzentration bei einem Portlandzementbeton von ca. 1,5 M.-%/Zement. Der so bestimmte Wert liegt in etwa in der gleichen Größenordnung wie die in Gl. (5.16) nach [Lay 2007] angesetzte Oberflächenchloridkonzentration.

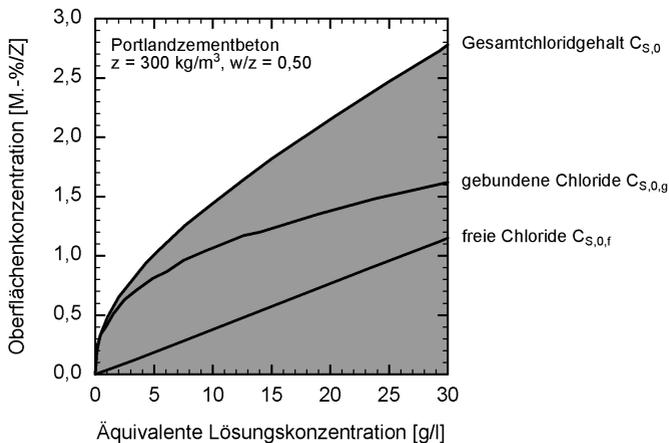


Abb. 5-9 Chloridkonzentration in Abhängigkeit der anstehenden Einwirkung für einen Portlandzementbeton nach [Tang 1996]

Zusätzlich zu der von außen bedingten Anreicherung von Chloriden im Bereich des Bewehrungsstahls sind Chloride i. d. R. bereits in den Ausgangsbestandteilen des Betonmischgutes enthalten. Um jedoch eine bereits herstellungsbedingte Schädigung auszuschließen, sind z. B. nach [DIN 1045-2:2008] Grenzwerte für die einzelnen Bestandteile entsprechend **Tabelle 5-6** einzuhalten. Aus den einzelnen Grenzwerten und unter Annahme üblicher Betonzusammensetzungen ergibt sich ein maximaler Eigenchloridgehalt von ca. 0,4 M.-%/Zement für Stahlbetonbauwerke bzw. 0,2 M.-%/Zement für Spannbetonbauwerke. Es ist jedoch davon auszugehen, dass die einzelnen Grenzwerte bei der Betonherstellung weitgehend unterschritten werden.

Tabelle 5-6 Normative Grenzwerte für den Eigenchloridgehalt nach [DIN 1045-2:2008]

Regelungsgegenstand	Grenzwerte [M.-%/Zement]		
	Beton	Stahlbeton	Spannbeton
Gesteinskörnung	0,04	0,04	0,02
Zement allgemein	0,10	0,10	0,10
natürliches Wasser	0,045	0,020	0,006
Zusatzmittel	0,20	0,20	0,20
Zusatzstoffe	0,10	0,10	0,10

In früheren Jahrzehnten wurden Chloride bei der Verarbeitung des Betons gelegentlich bewusst zugegeben, um die auf das Erstarren des Frischbetons beschleunigende Wirkung von Chloriden auszunutzen (siehe auch Abschnitt 6.4.2). Der gezielte Einsatz chloridhaltiger Wirkstoffe in Zusatzmitteln ist jedoch nach [DIN 1045-2:2008] nicht mehr zulässig. In seltenen Anwendungsfällen, z. B. Ortbetonarbeiten in Meeresnähe, können Chloride direkt bei der Betonverarbeitung durch Spritzwasser in den Beton gelangen.

Nach [DIN 1045-2:2008] darf der gesamte Massenanteil an Chloridionen aus dem Eigenchloridgehalt und dem von außen eindiffundierten Chlorid im Beton die in **Tabelle 5-7** angegebenen Grenzwerte während der gesamten Nutzungsdauer nicht überschreiten.

Tabelle 5-7 Zulässiger Chloridgehalt von Beton nach [DIN 1045-2:2008]

Anwendungsbereich	kritischer Chloridgehalt [M.-%/Zement]
Bauteil ohne Bewehrung	1,00
Bauteil mit Betonstahlbewehrung	0,40
Bauteil mit Spannstahlbewehrung	0,20

Der Grenzwert von 0,4 M.-%/Zement in **Tabelle 5-7** basiert auf Untersuchungen von Richards zur Bindekapazität von Chloridionen in Portlandzementen durch die Bildung des Friedel'schen Salzes (siehe [Richards 1969]). Der Grenzwert für Spannbetonbauteile wurde empirisch, als eine Verschärfung des Grenzwertes für Stahlbetonbauteile festgelegt. Die Wirkung dieses Chloridgehaltes auf den Korrosionsbeginn wurde bei der Festlegung der Grenzwerte nicht berücksichtigt.

In [Breit 1997] wurden vertiefende Untersuchungen zum kritischen, korrosionsauslösenden Chloridgehalt angestellt. Demnach kann der kritische Chloridgehalt auf unterschiedliche Weise definiert werden:

- Definition 1: Chloridgehalt, bei dem die Bewehrung passiviert wird, unabhängig vom Auftreten eines Schadens, bzw.
- Definition 2: Chloridgehalt, der im Laufe der Zeit zu Korrosionserscheinungen führt, die als Schaden eingestuft werden.

Die in **Tabelle 5-7** angegebenen Grenzwerte entsprechen der ersten Definition. Die zweite Definition führt zu einer Abhängigkeit des Grenzwertes von der Betonbinde­mittelart, dem Wasserzementwert, der Dicke der Betondeckung, der Nachbehand­lung und den Umgebungsbedingungen. Die in [Breit 1997] auf Basis von Versuchs­ergebnissen angegebenen Grenzwerte für die Startbedingungen der Lochfraß­korrosion beziehen sich auf die erste Definition und sind zusammenfassend in Form einer relativen Summenhäufigkeit der Korrosionswahrscheinlichkeit in **Abb. 5-10** dargestellt.

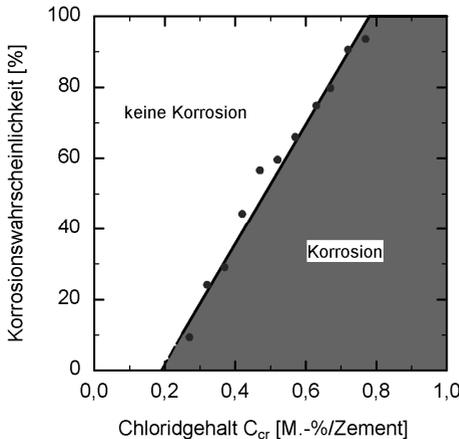


Abb. 5-10 Korrosionswahrscheinlichkeit (Lochfraßkorrosion) in Abhängigkeit des Chloridgehaltes nach [Breit 1997]

Aus **Abb. 5-10** ist zu erkennen, dass der kritische, korrosionsauslösende Chloridgehalt, als statistisch verteilter Wert innerhalb der Grenzen von ca. 0,2 bis 0,8 M.-%/Zement, mit einem Mittelwert von 0,48 M.-%/Zement angenommen werden muss.

Aufbauend auf diesen Untersuchungen werden in [Gehlen 2001] die in **Tabelle 5-8** zusammengestellten Verteilungsparameter für die Anwendung empfohlen. Der gegenüber den Feststellungen in [Breit 1997] erhöhte Mittelwert wird dadurch begründet, dass diese Untersuchungen unter Laborklima und an Probekörpern mit einer Betondeckung von 7,5 mm durchgeführt wurden und unter wirklichkeitsnahen Bedingungen ein geringfügig günstigeres Verhalten zu erwarten ist. Der kritische, korrosionsauslösende Chloridgehalt für die Dauerhaftigkeitsbemessung wird in den vorausgehenden Betrachtungen gem. Definition 1 festgelegt. Der betrachtete Grenzzustand bezieht sich somit auf die Depassivierung des Bewehrungsstahls, während unter wirklichen Randbedingungen eine Korrosion häufig noch nicht möglich ist. Zum Vergleich sind in **Tabelle 5-9** für Portlandzementbeton und unter der Annahme einer maximalen Rissbreite von 0,1 mm, bei einer minimalen Betondeckung von 25 mm (für unterschiedliche Wasserbindemittelwerte und Umgebungsbedingungen) Anhaltswerte für den kritischen, korrosionsauslösenden Chloridgehalt nach Definition 2 zusammengefasst.

Tabelle 5-8 Verteilungsparameter des kritischen, korrosionsauslösenden Chloridgehaltes in [M.-%/Zement] nach [Gehlen 2001] gem. „Definition 1“

Variable	Verteilung	μ	σ	a	b
C_{cr}	BetaD	0,60	0,15	0,20	2,00

Tabelle 5-9 Verteilungsparameter des kritischen, korrosionsauslösenden Chloridgehaltes in [M.-%/Zement] nach [DuraCrete 2000b] gem. „Definition 2“ (Verteilungstyp: ND)

Umgebungsbedingung	ständig nass		wechselnd nass bzw. trocken	
	μ	σ	μ	σ
w/b-Wert				
0,30	2,30	0,20	0,90	0,15
0,40	2,10	0,20	0,80	0,10
0,50	1,60	0,20	0,50	0,10

Aus der vergleichenden Darstellung der Verteilungsfunktionen entsprechend **Tabelle 5-8** und **Tabelle 5-9** in **Abb. 5-11** wird deutlich, dass die zweite Definition des kritischen, korrosionsauslösenden Chloridgehaltes i. d. R. zu größeren Grenzwerten führt, da für die Korrosion zusätzliche Bedingungen erfüllt sein müssen (z. B. Zutritt von Wasser und Sauerstoff).

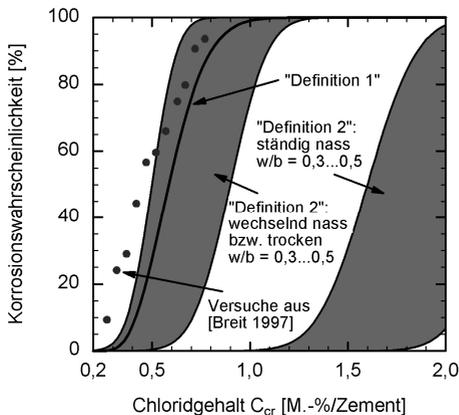


Abb. 5-11 Vergleich der Korrosionswahrscheinlichkeiten (Lochfraßkorrosion) in Abhängigkeit des Chloridgehaltes nach Definition 1 und 2 (siehe [Breit 1997], [Gehlen 2001] und [DuraCrete 2000b])

Die bisherigen Betrachtungen beziehen sich auf herkömmlichen Bewehrungsstahl. Nach [Bertolini 2003] können für andere Bewehrungsstahlgüten und Modifizierungen die in **Tabelle 5-10** zusammengefassten Anhaltswerte hinsichtlich des mittleren, kritischen Chloridgehaltes im Beton angenommen werden.

Tabelle 5-10 Mittelwerte des kritischen, korrosionsauslösenden Chloridgehaltes unterschiedlicher Bewehrungsstähle im Beton nach [Bertolini 2003]

Bewehrungsstahlgüte	C_{cr} [M.-%/Zement]
unlegierter Stahl (Carbonstahl)	0,4
Korrosionsinhibitoren (Wirkung abhängig vom NO_2^- Gehalt)	1,0 ÷ 3,0
rostfreier Stahl 1.4301 bzw. Duplex 1.4362	3,5 ÷ 5,0
rostfreier Stahl 1.4401 bzw. Duplex 1.4462	3,5 ÷ 8,0
galvanisierter Stahl	1,2

Das zeitabhängige Fortschreiten der depassivierenden Chlorideinwirkung wird wesentlich durch den Chloridmigrationskoeffizient bestimmt. Da dieser Materialkennwert wesentlich durch die Größe und Art des Porenraums beeinflusst wird, ergibt sich eine starke Abhängigkeit von der verwendeten Betonzusammensetzung. In **Abb. 5-12** ist der Wertebereich des Chloridmigrationskoeffizienten für unter-

schiedliche Bindemittelarten und w/b-Werte dargestellt. Aus **Abb. 5-12** kann abgeleitet werden, dass Betone aus Hochofenzement bzw. Betone mit größeren Anteilen von Flugasche oder Silicastaub einen deutlich geringeren Chloridmigrationskoeffizienten aufweisen. Erwartungsgemäß führt ein größerer w/b-Wert zu größeren Chloridmigrationskoeffizienten.

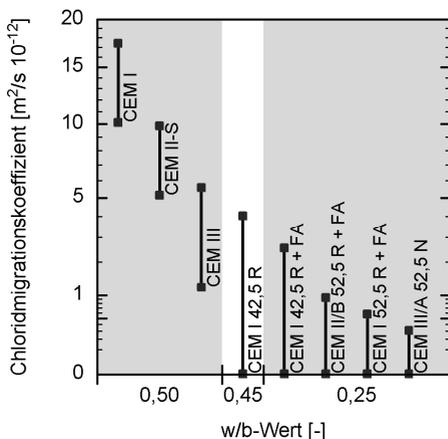


Abb. 5-12 Wertebereich des Chloridmigrationskoeffizienten für unterschiedliche Betonzusammensetzungen

Da der Porenraum aufgrund des fortschreitenden Hydratisierungsprozesses des Betons in Abhängigkeit der Betonzusammensetzung seine Größe und Art zeitlich verändert, unterliegt der i. d. R. zu einem definierten Referenzzeitpunkt von 28 Tagen ermittelte Chloridmigrationskoeffizient ebenfalls einem deutlichen Zeiteinfluss. Darüber hinaus ist das Migrationsverhalten abhängig von der jeweiligen Chlorideinwirkung. Um diese Effekte zu berücksichtigen, wird nach Gl. (5.11) bis (5.13) ein bis zum Betrachtungszeitpunkt „effektiv wirksamer“ Chloridmigrationskoeffizient in Abhängigkeit der Bauteiltemperatur, eines Alterungsterms und eines Übertragungsparameters von den natürlichen Bedingungen bestimmt.

Nach [Gehlen 2001] kann der Alterungsterm durch einen materialabhängigen Altersexponenten entsprechend **Tabelle 5-11** charakterisiert werden. Der Übertragungsparameter k_t wird in [Gehlen 2001] vereinfachend als konstanter Wert 1,0 belegt.

Tabelle 5-11 Altersexponent für Betone mit unterschiedlichen Bindemittelarten mit $0,40 \leq w/b \leq 0,60$ nach [Gehlen 2001]

Bindemittelart	Verteilung	μ	σ	a	b
Portlandzement (CEM I)	BetaD	0,30	0,12	0,00	1,00
Flugasche + Portlandzement	BetaD	0,60	0,15	0,00	1,00
Hochofenzement (CEM III/B)	BetaD	0,45	0,20	0,00	1,00

In [Raupach 2005] wird darauf hingewiesen, dass dieser Wert die Verhältnisse einer konstanten Chloridbeaufschlagung (z. B. bei maritimen Bauwerken) beschreibt, jedoch der Effekt des Auswaschens von Chloriden in wechselbeanspruchten Zonen und die häufig lediglich saisonale Chlorideinwirkung (wie z. B. die Streusalzausbringung im Rahmen des Winterdienstes) zu einem Übertragungsfaktor $k_t < 1$ führen. Exemplarisch werden in [Raupach 2005] auf der Basis von Bauwerksuntersuchungen an unterschiedlichen Parkhäusern, Werte für den Übertragungsparameter zwischen $k_t = 0,04$ und $0,135$ angegeben. Da jedoch verhältnismäßig wenige Referenzobjekte in der Untersuchung berücksichtigt werden konnten und lokale Einflüsse (wie z. B. größere Chlorideinwirkung) ggf. zu ungünstigeren Ergebnissen führen könnten, wird in [Raupach 2005] ein empirischer Wert von $k_t = 0,5$ empfohlen.

In Anhang E sind für die Auswertung von Gl. (5.11) bis (5.13) typische Eingangswerte zu den zuvor beschriebenen Parametern aus unterschiedlichen Quellen zusammengestellt.

5.3.4 Schädigungsphase der Bewehrungskorrosion

5.3.4.1 Allgemeines

Die Schädigungsphase der Bewehrungskorrosion setzt mit dem Ende der Einleitungsphase ein. Die Eisenauflösung erfolgt im depassivierten Bereich der Lokalanode. Die Sauerstoffreduktion zur Bildung von Hydroxilionen, die mit keiner Materialschädigung verbunden ist, findet im passivierten oder depassivierten Bereich des Bewehrungsstahls an der Lokalanode statt.

Der zeitliche Verlauf der Schädigungsphase ist neben der Art der Depassivierung und der Bauteiltemperatur abhängig von der Betonfeuchtigkeit und dem Sauerstoffgehalt im Porenraum. In **Abb. 5-13** ist der Einfluss dieser Parameter auf die Korrosionswahrscheinlichkeit in Anlehnung an [Jungwirth 1986], ergänzt durch den Einfluss von Chloriden nach [Kapteina 2013], vereinfachend dargestellt.

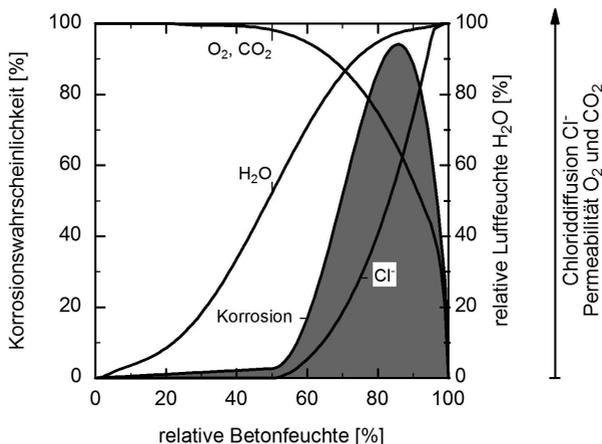


Abb. 5-13 Korrosionswahrscheinlichkeit in Abhängigkeit von Umgebungsbedingungen in Anlehnung an [Jungwirth 1986 und Kapteina 2013]

Hieraus geht hervor, dass die Wahrscheinlichkeit für Bewehrungskorrosion bei trockenen Umgebungsbedingungen bis zu einer relativen Betonfeuchtigkeit von ca. 60 % verhältnismäßig gering ist. Zurückzuführen ist dies auf einen ausreichend hohen, elektrolytischen Widerstand des Betons (widerstandskontrollierte Korrosion). Mit steigender Betonfeuchtigkeit erhöht sich die Korrosionswahrscheinlichkeit und erreicht bei einer relativen Feuchtigkeit von ca. 85 % einen maximalen Wert. Aufgrund der Hygroskopizität und elektrolytischen Leitfähigkeit von Salzen bei der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion wird dieser maximale Wert bereits bei einem geringeren Feuchtigkeitsniveau überschritten. Bei der carbonatisierungs- oder chloridinduzierten Bewehrungskorrosion ist der anodische Polarisationswiderstand in diesem Wertebereich für die Korrosionswahrscheinlichkeit maßgebend (anodisch kontrollierte Korrosion). Erreicht die Betonfeuchtigkeit ein Niveau der nahezu vollständigen Wassersättigung, kann der für den Korrosionsprozess notwendige Sauerstoff nicht oder nur noch begrenzt in den Beton eindiffundieren, so dass die Korrosionswahrscheinlichkeit verhältnismäßig gering ist (kathodisch kontrollierte Korrosion).

Hohe Feuchtegehalte treten i. d. R. nur bei frei bewitterten oder wiederkehrend condensatbeaufschlagten Bauteilen auf. In Abhängigkeit der Betonqualität dringt hier die zunächst an der Betonoberfläche auftretende Feuchte in das Bauteil ein.

Während der Austrocknung dreht sich dieser Prozess um. Aufgrund des beschränkten Feuchteangebotes und der üblicherweise zyklisch auftretenden Feuchte- und Trockenperioden tritt ein wechselnder Feuchtegehalt üblicherweise nur bis zu einer definierten Tiefe von ca. 2 cm bis 5 cm auf (siehe **Abb. 5-14**).

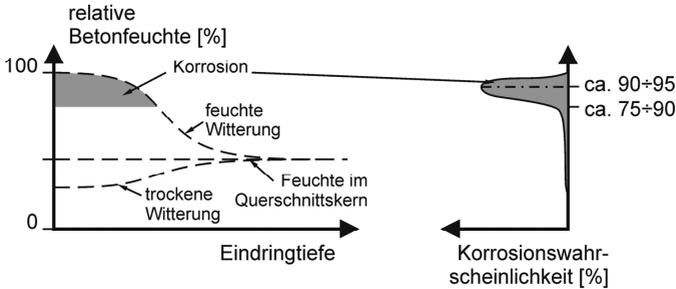


Abb. 5-14 Korrosionswahrscheinlichkeit in Abhängigkeit des Abstandes von der Betonoberfläche bei wechselnder Außenfeuchte nach [Müller 2002]

Der Kernbereich des Querschnitts ist von den Änderungen des Feuchtegehaltes nicht betroffen. Unter Berücksichtigung der Abhängigkeit der Korrosionswahrscheinlichkeit von der relativen Betonfeuchte folgt, dass Bewehrungskorrosion verbunden mit großen Abtragsraten nur im oberflächennahen Bereich auftreten kann. Diese Betrachtung, die in **Abb. 5-14** veranschaulicht ist, setzt eine weitestgehende, fehlstellenfreie Betonrandzone voraus.

In allgemeiner Form kann die Grenzzustandsfunktion, die die Schädigungsphase der Bewehrungskorrosion und Tragfähigkeitsbetrachtungen verknüpft, durch

$$\begin{aligned}
 p_f &= p\{A_{s,erf} - A_{s,vorh} < 0\} \\
 &= p\left\{A_{s,erf} - n_0 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_{Rest}^2 < 0\right\} = p\left\{\left(A_{s,erf} - n_0 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (d_0 - P(t))^2\right) < 0\right\} \quad (5.17)
 \end{aligned}$$

- mit:
- $A_{s,erf}$ erforderlicher Bewehrungsquerschnitt, z. B. aus dem Nachweis der Biegetragfähigkeit
 - $A_{s,vorh}$ Bewehrungsquerschnitt unter Berücksichtigung des Korrosionsabtrages
 - d_{Rest} Vorhandener Restquerschnitt der Bewehrung unter Berücksichtigung des Korrosionsabtrages
 - d_0 Ausgangsdurchmesser der Bewehrung
 - n_0 Anzahl der Bewehrungsstäbe
 - $P(t)$ Schädigungsfunktion (Korrosionsabtrag bis zum Zeitpunkt t)

beschrieben werden. Der erforderliche Bewehrungsquerschnitt ergibt sich nach Gl. (5.17) aus dem Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit und einer Reduktion des vorhandenen Bewehrungsquerschnitts mit einer Schädigungsfunktion über die Zeit. Alternativ dazu stellt

$$p_f = p_{\{T_{dam} - t < 0\}} = p_{\left\{ \frac{d_0 - \sqrt{\frac{4 \cdot A_{s,min}}{n_0 \cdot \pi}}}{\frac{P(t)}{t}} - t < 0 \right\}} \quad (5.18)$$

eine Grenzzustandsformulierung dar, bei der die Zeit bis zum Erreichen des minimal erforderlichen Bewehrungsquerschnitts betrachtet wird.

In **Abb. 5-15** ist der Zusammenhang zwischen Querschnittsreduktion und Reduktion des Stabdurchmessers dargestellt. Es wird deutlich, dass aufgrund des nichtlinearen Zusammenhanges Fehleinschätzungen möglich sind, da näherungsweise bei einem bezogenen Restdurchmesser von 90 % bereits eine Querschnittsreduktion von ca. 20 % aufgetreten ist. Zusätzlich kann abgeleitet werden, dass die Querschnittsreduktion bei kleineren Stabdurchmessern steigt, da hier die bezogene Reduktion des Durchmessers bei gleicher, konstanter Abtragsrate größer ist.

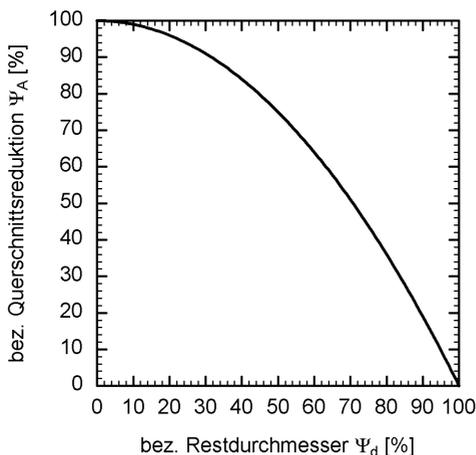


Abb. 5-15 Bezogene Querschnittsverminderung in Abhängigkeit des bezogenen Restdurchmessers nach Gl. (5.19)

Der in **Abb. 5-15** dargestellte Zusammenhang lässt sich aus

$$\Psi_A = \frac{A_0 - \Psi_A \cdot A_0}{A_0} = \frac{\pi/4 \cdot (\Psi_d \cdot d_0)^2}{\pi/4 \cdot d_0^2} = 1 - (\Psi_d)^2 \quad (5.19)$$

mit:	A_0	Ausgangswert der Querschnittsfläche
	d_0	Ausgangswert des Stabdurchmessers
	Ψ_A	Bezogene Querschnittsreduktion nach Abb. 5-15
	Ψ_d	Bezogener Restwert des Stabdurchmessers nach Abb. 5-15

herleiten.

Wesentlicher Bestandteil der Grenzzustandsbetrachtungen nach Gl. (5.17) bzw. Gl. (5.18) ist die zeitveränderliche Schädigungsfunktion. Nach dem Ende der Einleitungsphase und der Depassivierung des Bewehrungsstahls entwickelt sich der Korrosionsprozess. Die Schädigungsfunktion lässt sich durch

$$P(t) = \int_{t_{ini}}^t V_{corr}(\tau) d\tau \quad (5.20)$$

mit:	V_{corr}	Korrosionsabtragsrate
	α_{corr}	Faktor zur Berücksichtigung der Art der Korrosionsanregung, mit: flächige Korrosion ca. $\alpha_{corr} = 2$ lochförmige Korrosion ca. $\alpha_{corr} = 4 \div 10$

als eine auf einen definierten Zeitraum bezogene Korrosionsabtragsrate beschreiben. Unter der Annahme einer konstanten Korrosionsabtragsrate innerhalb des betrachteten Zeitintervalls, kann Gl. (5.20) zu

$$P(t) = \alpha_{corr} \cdot (t - t_{ini}) \cdot V_{corr} \quad (5.21)$$

vereinfacht werden. Der Faktor α_{corr} in Gl. (5.21) berücksichtigt das Verhältnis zwischen örtlich ungleichmäßigem Korrosionsabtrag infolge lokaler Depassivierung und dem mittleren Korrosionsabtrag.

Die carbonatisierungsinduzierte Bewehrungskorrosion ist i. d. R. durch eine gleichmäßige Flächenkorrosion charakterisiert, die durch eine Volumenzunahme der Korrosionsprodukte zum Abplatzen der Betondeckung führt. Dieser Vorgang erfordert Potentialunterschiede zwischen Anode und Kathode, die aus Belüftungsunterschieden (z. B. ungleichmäßige Betonqualität) oder einer lokalen Depassivierung resultieren. Bei einer gleichmäßigen Flächenkorrosion ist das Verhältnis zwischen Anoden- und Kathodenfläche verhältnismäßig groß oder die Lokalele-

mente wechseln zeitlich und örtlich. Vereinfachend wird bei der carbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion davon ausgegangen, dass eine nahezu über die Fläche gleichmäßige Abwitterung erfolgt und somit der Durchmesser des Bewehrungsstahls mit einer zweifachen Korrosionsabtragsrate verringert wird (siehe auch **Abb. 5-16**). Die flächige Korrosion kann nach [LIFECON 2003] als deterministische Größe modelliert werden (siehe **Tabelle 5-12**).

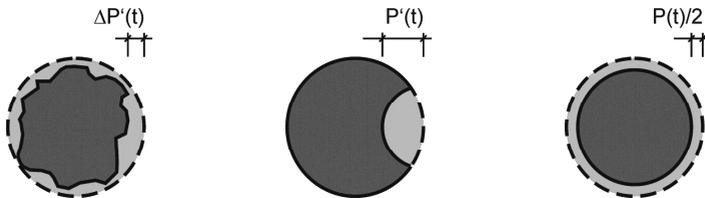


Abb. 5-16 Flächiger Korrosionsabtrag (links), Lochfraßkorrosion (mittig) und äquivalenter Korrosionsabtrag (rechts)

Die chloridinduzierte Bewehrungskorrosion führt demgegenüber i. d. R. zur Lochfraßkorrosion, bei der örtlich durch Chloride eine passivierende Oxidschicht durchbrochen wird und sich auf der Stahloberfläche örtlich eng begrenzte Anodenbereiche ausbilden. Das Verhältnis zwischen Anoden- und Kathodenfläche ist daher verhältnismäßig klein. Der Korrosionsabtrag erfolgt hier in der Tiefe und führt unter Sauerstoffmangel nur zu einer geringeren Volumenzunahme der Korrosionsprodukte. Die maximale Korrosionseindringtiefe entspricht nicht der durchschnittlichen Korrosionseindringtiefe.

Nach [LIFECON 2003 und Harnisch 2012] ergibt sich eine um bis zu zehnfache Korrosionsabtragsrate (siehe **Tabelle 5-12**), die jedoch aufgrund der damit verbundenen Unsicherheit als stochastische Größe modelliert werden muss. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass dieser gegenüber der Abtragsrate bei carbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion fünffach größere Wert ungünstige Verhältnisse unterstellt und sich zunächst nur auf die Abnahme eines einzelnen Stabdurchmessers bezieht. Bei mehreren, nebeneinanderliegenden Bewehrungsstäben sind daher in Abhängigkeit der zu untersuchenden Fragestellung geringere Faktoren gerechtfertigt.

Für die Quantifizierung der Korrosionsabtragsrate werden in der Literatur im Wesentlichen zwei unterschiedliche Ansätze verfolgt:

- Modellierung nach Expositionsklassen (siehe z. B. [DuraCrete 2000b und LIFECON 2003]) und

- semiempirische Modellierung mit einem Faktoransatz (siehe z. B. [ibac 2010 und LIFECON 2003]).

Beide Ansätze werden in den beiden nachfolgenden Abschnitten beschrieben.

Tabelle 5-12 Faktor zur Berücksichtigung der Art der Korrosionsanregung nach [LIFECON 2003]

Variable	Art der Korrosionsanregung	Verteilung	μ [-]	σ [-]
α_{corr}	Carbonatisierung	D	2,00	-
	Chlorid	logD	9,28	4,04

5.3.4.2 Modellierung der Korrosionsabtragsrate nach Expositionsklassen

Der Ansatz nutzt den Zusammenhang zwischen Expositionsklassen (d. h. Umgebungsbedingungen und Witterungseinflüsse) und der Größe des wahrscheinlichen Korrosionsabtrags aus, um hieraus mit

$$V_{corr} = w_i \cdot V_{corr,Exp} \quad (5.22)$$

mit: $V_{corr,Exp}$ standardisierte Korrosionsabtragsrate in Abhängigkeit objektspezifischer Expositionsklassen (siehe **Tabelle 5-13**)
 w_i Witterungskoeffizient zur Anpassung der standardisierten Korrosionsabtragsrate an die objektspezifischen Korrosionsbedingungen (siehe **Tabelle 5-13**)

eine Korrosionsabtragsrate abzuleiten. Weitergehende Einflüsse, z. B. Umgebungstemperatur oder Elektrolytwiderstand des Betons, bleiben unberücksichtigt. Der aus Gl. (5.21) und (5.22) in Verbindung mit **Tabelle 5-12** und **Tabelle 5-13** folgende, mittlere Korrosionsabtrag in Abhängigkeit der Expositionsklasse nach [DIN 1045-1:2008] und der Schädigungsdauer ist zusammenfassend in **Abb. 5-17** dargestellt.

Erwartungsgemäß ist aus **Abb. 5-17** zu erkennen, dass bei chloridinduzierter Bewehrungskorrosion der Abtrag wesentlich größer ist, als bei carbonatisierungsinduzierter Bewehrungskorrosion. Hierbei ist jedoch zu berücksichtigen, dass der Maximalwert des Abtragsfaktors nach **Tabelle 5-12** angesetzt und somit bei der carbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion ein flächiger Abtrag und bei der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion die lokal auftretende Lochfraßkorrosion

betrachtet wurde. Die verhältnismäßig großen Werte sind darüber hinaus als Abtragsraten an einzelnen Bewehrungsstäben zu interpretieren.

Tabelle 5-13 Statistische Parameter der standardisierten Korrosionsabtragsrate (Verteilungstyp: minWD) und zugehöriger Witterungskoeffizient (Verteilungstyp: ND) in Anlehnung an [LIFECON 2003]

Expositionsklasse	$V_{corr,Exp}$		w_t	
	μ [$\mu\text{m/a}$]	σ [$\mu\text{m/a}$]	μ [-]	σ [-]
trocken oder ständig nass	XC 1	0	0,00	0,00
nass, selten trocken	XC 2	4	1,00	0,00
mäßige Feuchte	XC 3	2	0,50	0,12
wechselnd nass und trocken	XC 4	5	0,75	0,20
nass, selten trocken	XD 2	4	1,00	0,25
wechselnd nass und trocken	XD 3	30	0,75	0,20
salzhaltige Luft	XS 1	30	0,50	0,12
unter Wasser	XS 2	0	0,00	0,00
Tidebereich	XS 3	70	1,00	0,25

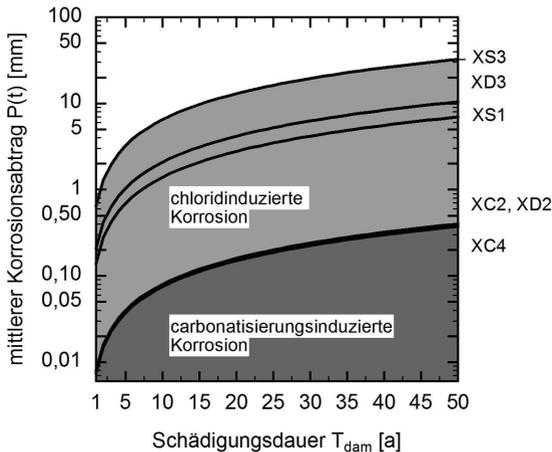


Abb. 5-17 Mittlerer Korrosionsabtrag in Abhängigkeit der Expositionsklasse und der Schädigungsdauer

Aufbauend auf diesen Ansätzen wird in [Zilch 2011] die Korrosionsrate zu den in **Tabelle 5-14** angegebenen Werten vereinfachend angenommen, wobei diese Mittelwerte oberhalb der Werte nach **Tabelle 5-13** liegen.

Tabelle 5-14 Statistische Parameter der standardisierten Korrosionsabtragsrate (Verteilungstyp: minWD) nach [Zilch 2011]

Bereich	Betondeckung	μ [$\mu\text{m/a}$]	σ [$\mu\text{m/a}$] ¹⁾
ohne Chloride, beregnet	< 30 mm	50	35
	\geq 30 mm	25	18
ohne Chloride, regengeschützt	< 30 mm	10	7
	\geq 30 mm	5	4
mit Chloriden	--	50	35

¹⁾ Variationskoeffizient wird in [Zilch 2011] einheitlich zu 70 % angenommen

Um die Größenordnung des Maximalwertes für den Korrosionsabtrag von $50 \mu\text{m/a}$ nach **Tabelle 5-14** einschätzen zu können, ist ein Vergleich mit den in [LIFECON 2004] dokumentierten Messwerten unter Laborbedingungen (konstante Temperatur $20 \text{ }^\circ\text{C}$) bzw. den unter Berücksichtigung typischer, europäischer Grenztemperaturverhältnisse (Nord-Finnland und Madrid) modifizierten Werten sinnvoll. Hierzu können Daten aus [LIFECON 2004] verwendet werden, bei denen gegenüber anderen Messreihen der Einfluss der relativen Betonfeuchtigkeit systematisch untersucht wurde. Aus den Auswertungen in **Abb. 5-18** kann abgeleitet werden:

- Der Verlauf der gemessenen Korrosionsabtragsrate in Abhängigkeit der relativen Feuchtigkeit stimmt mit dem erwarteten Zusammenhang nach **Abb. 5-13** gut überein. Große Korrosionsabtragsraten treten bei carbonatisiertem Beton erst ab einer relativen Feuchte von ca. 85 % auf. Chloride führen auch bei kleinen Feuchtegehalten zu großen Abtragsraten.
- Eine mittlere Korrosionsabtragsrate von $50 \mu\text{m/a}$ wird bei carbonatisierungs-induzierter Korrosion unter realen Temperaturverhältnissen in Europa nicht überschritten. Der Wert nach **Tabelle 5-14** kann somit auch unter sehr ungünstigen Feuchteverhältnissen zwischen 90 % und 95 % relativer Feuchte als oberer Grenzwert gelten.
- Bei chloridinduzierter Bewehrungskorrosion können bei hohen Feuchtigkeitsgehalten oberhalb von 85 % Korrosionsabtragsrate von deutlich mehr als $50 \mu\text{m/a}$ auftreten. Dieser Jahresmittelwert setzt jedoch eine dauerhaft hohe, relative

Betonfeuchtigkeit voraus, die z. B. bei wiederkehrender Kondensatbeaufschlagung nicht aber bei üblicher Schlagregenbeanspruchung mit ausgedehnten Trockenperioden auftreten kann. Der Wert kann somit für übliche Umgebungsbedingungen von Außen- und Innenbauteilen ebenfalls als oberer Grenzwert interpretiert werden. Im Einzelfall sind jedoch auch größere Werte möglich.

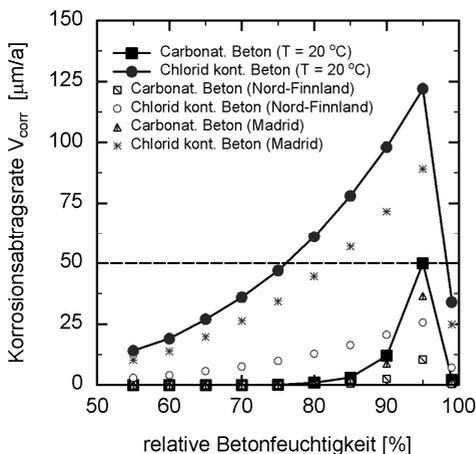


Abb. 5-18 Mittelwerte von Korrosionsabtragsraten in Abhängigkeit der relativen Betonfeuchtigkeit nach [LIFECON 2004]

Zur weitergehenden Eingrenzung der an Bauwerken unter europäischen Klimabedingungen möglichen Korrosionsabtragsraten ist in **Abb. 5-19** bzw. **Abb. 5-20** die Auftretenswahrscheinlichkeit der Korrosionsabtragsraten für den Bereich mit Chloriden nach **Tabelle 5-13** (Bereich: XD 3) bzw. **Tabelle 5-14** unter Berücksichtigung der statistischen Parameter dargestellt, wobei hier als Grenzwertbetrachtung beide Faktoren zur Berücksichtigung der Korrosionsintensität nach **Tabelle 5-12** angesetzt wurden. Um einen Vergleich zu ermöglichen, wurden die Ergebnisse auf den Fall des einseitigen Korrosionsabtrags zurückgerechnet (d. h. Halbierung der Rechenergebnisse der Korrosionsabtragsrate).

Aus den Ergebnissen kann abgeleitet werden, dass der Mittelwert der lokal möglichen (einseitigen) Korrosionsabtragsrate bei ca. 0,2 mm/a bzw. der zugehörige 95% Quantilwert bei ca. 0,6 mm/a liegt (hier: Betrachtung der Obergrenze in **Abb. 5-20**). Wird jedoch eine größere Anzahl von Bewehrungsquerschnitten in einem Betrachtungsschnitt unterstellt (d. h. Betrachtung des Untergrenze in **Abb. 5-20**), so beträgt der Mittelwert der (einseitigen) Korrosionsabtragsrate

lediglich ca. 0,04 mm/a (95% Quantilwert: 0,12 mm/a). Der Ansatz nach **Tabelle 5-13** führt zu geringfügig kleineren Korrosionsabtragsraten.

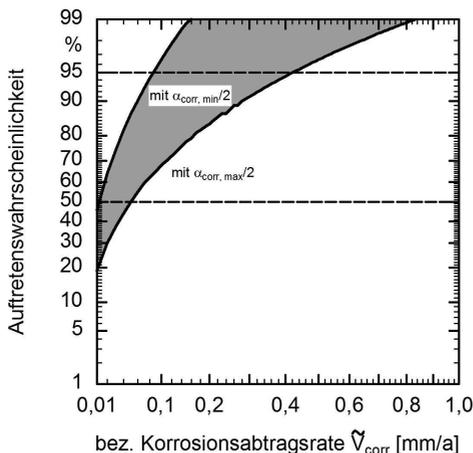


Abb. 5-19 Bezogene (einseitige) Korrosionsabtragsrate bei chloridinduzierter Bewehrungskorrosion nach **Tabelle 5-13**

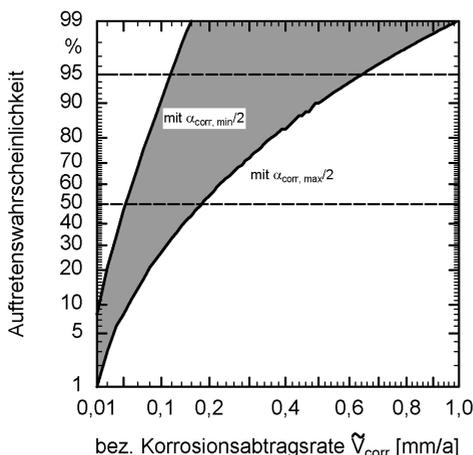


Abb. 5-20. Bezogene (einseitige) Korrosionsabtragsrate bei chloridinduzierter Bewehrungskorrosion nach **Tabelle 5-14**

In **Tabelle 5-15** sind die zuvor beschriebenen Ergebnisse zusammengefasst. Es kann auf Basis der Literaturangaben angenommen werden, dass die ausgewiesenen

Korrosionsabtragsraten obere Grenzwerte der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion darstellen, die als Maximalwerte auch bei der carbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion angesetzt werden können. Nach Gl. (5.21) kann die Schädigungsfunktion vereinfachend mit

$$P(t) = \alpha_{corr} \cdot (t - t_{ini}) \cdot V_{corr} = (t - t_{ini}) \cdot \tilde{V}_{corr} \quad (5.23)$$

auf Basis von **Tabelle 5-15** bestimmt werden.

Tabelle 5-15. Zusammenstellung der bezogenen Korrosionsabtragsraten bei chlorid-induzierter Bewehrungskorrosion und korrosionsfördernden Randbedingungen

Korrosionsbereich	mittlere Abtragsrate \tilde{V}_{corr} (50 % Quantil)	charakt. Abtragsrate \hat{V}_{corr} (95 % Quantil)
einzelne Stäbe, lokale Korrosion	200 $\mu\text{m/a}$	600 $\mu\text{m/a}$
mehrere Stäbe, flächige Korrosion	40 $\mu\text{m/a}$	120 $\mu\text{m/a}$

In **Tabelle 5-16** sind zum Vergleich Angaben aus [EN ISO 12944-2:1998-07 und DIN EN ISO 9223:2012-05] zum Korrosionsabtrag von Stahlbauteilen nach dem 1. Jahr der Auslagerung bei unterschiedlichen Umgebungsbedingungen zusammengestellt. Es ist davon auszugehen, dass diese Werte mittlere Abtragsraten sind und hinsichtlich der bei längeren Auslagerungsdauern zu erwartenden Abtragsraten Maximalwerte für den jährlichen Abtrag darstellen, da die sich ablagernden Korrosionsprodukte zu einer Verlangsamung des Korrosionsabtrages führen. Die Kategorien C3 bis C5 berücksichtigen ebenfalls Chloride, die ähnlich der chlorid-induzierten Bewehrungskorrosion bei dem Baustahl durch Salzanreicherung zu einem örtlichen Durchbrechen der passivierenden Oxidschicht führen.

Da die Abtragsraten bei **Tabelle 5-15** und **Tabelle 5-16** annähernd vergleichbar sind, kann auch hieraus gefolgert werden, dass die Angaben aus **Tabelle 5-15** obere Grenzwerte für den Korrosionsabtrag des zusätzlich durch Beton umhüllten Bewehrungsstahls darstellen.

Eine differenziertere Bewertung ist mit Gl. (5.21) in Verbindung mit **Tabelle 5-12** und **Tabelle 5-13** bzw. **Tabelle 5-14** möglich. Besondere Temperaturbedingungen können in der Schädigungsfunktion ergänzend durch die Arrhenius-Gleichung (siehe Erläuterungen zu Gl. (5.12)) berücksichtigt werden.

Tabelle 5-16 Korrosionsabtrag nach dem ersten Jahr der Auslagerung von Stahlbauteilen nach [EN ISO 12944-2:1998-07 und DIN EN ISO 9223:2012-05]

Kategorie	Beispiele Außenbereich	Beispiele Innenbereich	Abtragsrate [μm]
C1 (unbedeutend)	-	geheizte Gebäude mit neutralen Atmosphären, z. B. Büros, Läden, Schulen	1,3
C2 (gering)	Atmosphären mit geringer Verunreinigung, meistens ländliche Bereiche	ungeheizte Gebäude, wo Kondensation auftreten kann, z. B. Lager, Sporthallen	1,3 ÷ 25
C3 (mäßig)	Stadt- und Industriatmosphäre, mäßige Verunreinigungen durch Schwefeldioxid, Küstenbereiche mit geringer Salzbelastung	Produktionsräume mit hoher Feuchte und etwas Luftverunreinigung, z. B. Anlagen zur Lebensmittelherstellung, Wäschereien	25 ÷ 50
C4 (stark)	Industrielle Bereiche und Küstenbereiche mit mäßiger Salzbelastung	Chemieanlagen, Schwimmbäder, Bootschuppen über Meerwasser	50 ÷ 80
C5-I und C5-M (sehr stark)	industrielle Bereiche mit hoher Feuchte und aggressiver Atmosphäre, Küsten- und Offshorebereiche mit hoher Salzbelastung	Gebäude oder Bereiche mit nahezu ständiger Kondensation und mit starker Verunreinigung	80 ÷ 200

5.3.4.3 Semiempirische Modellierung der Korrosionsabtragsrate mit einem Faktoransatz

Mit der semiempirischen Modellierung für die Quantifizierung der Korrosionsabtragsrate wird das Ziel verfolgt, den Korrosionsstrom aufbauend auf den Grundlagen der Elektrizität in Abhängigkeit von Geometrie, Materialeigenschaften und Umweltbedingungen empirisch zu beschreiben und den Korrosionsabtrag mittels der Faraday'schen Gesetze und unter Einschluss der Eigenkorrosion herzuleiten. Der Zusammenhang wird durch

$$V_{corr} = I_{corr} \cdot \frac{k_{Faraday}}{A_a} \quad (5.24)$$

mit: I_{corr} Gesamtkorrosionsstrom
 A_a Fläche der Anode

$k_{Faraday}$ Faraday-Konstante zur Umrechnung von Korrosionsstromdichte in Abtragsrate für ein spezif. Gewicht des Stahls von 7,88 g/cm³ und 2 freie Elektronen (atomare Masse 55,85 g/mol), mit:
 $k_{Faraday} = 11,63$

nach [ibac 2010] beschrieben. Der Gesamtkorrosionsstrom ergibt sich mit

$$I_{corr} = I_{Galvanic} + I_{corr,self} = \frac{E_{c,0} - E_{a,0}}{\frac{r_{p,a}}{A_a} + \frac{r_{p,c}}{A_c} + k_e \cdot \rho_e} + I_{corr,self} \quad (5.25)$$

mit:

- $I_{Galvanic}$ Elementstrom (galvanisches Element)
- $I_{corr,self}$ Eigenkorrosionsstrom
- $E_{c,0}$ Ruhepotenzial der Kathode
- $E_{a,0}$ Ruhepotenzial der Anode
- $r_{p,a}$ spezifischer Polarisationswiderstand der Anode
- $r_{p,c}$ spezifischer Polarisationswiderstand der Kathode
- A_c Fläche der Kathode
- k_e Geometriekonstante des Makroelementes
- ρ_e spezifischer Elektrolytwiderstand des Betons

additiv aus dem Elementstrom (galvanisches Element) und dem Eigenkorrosionsstrom. Für die Durchführung von probabilistischen Analysen hinsichtlich der Bewehrungskorrosion wird in [ibac 2010] ein Ingenieurmodell entsprechend

$$V_{corr}(t) = \frac{11,63}{A_a} \cdot \left(\frac{\Delta E}{k_e \cdot (C + \rho_e(t))} + I_{corr,self} \right) \quad (5.26)$$

$$\rho_e(t) = \rho_{e,0} \cdot k_t \cdot k_m \cdot k_{Cl} \cdot f_T(T) \cdot f_{Hyd}(t) \quad (5.27)$$

mit:

- $\rho_e(t)$ zeitabhängiger, spezifischer Elektrolytwiderstand des Betons
- $\rho_{e,0}$ Referenzwert des spezif. Elektrolytwiderstand zum Zeitpunkt t_0
- k_t Faktor zur Testmethode
- k_m Faktor zur Umgebungsfeuchte
- k_{Cl} Faktor zum Chloridgehalt
- $f_T(t)$ Funktion des Temperatureinflusses
- $f_{Hyd}(t)$ Funktion der zeitabhängigen Zementhydratation

vorgeschlagen, welches gegenüber dem Ansatz in Gl. (5.24)(5.25) den Gesamtwiderstand im Makroelement vereinfacht. Der spezifische Elektrolytwiderstand des Betons wird darin in Abhängigkeit der zeitabhängigen Zementhydratation berücksichtigt. Somit ist die Korrosionsrate ebenfalls zeitveränderlich modelliert.

Die Quantifizierung der einzelnen Faktoren zur semiempirischen Modellierung der Korrosionsabtragsrate mit einem Faktoransatz, z. B. in Abhängigkeit der Umgebungsbedingungen und des Chloridgehaltes, ist derzeit noch Gegenstand der Forschung (siehe auch [ibac 2010 und FIB 2011]). Hinweise auf mögliche Ansätze sind z. B. in [LIFECON 2003] zu finden.

In Rahmen dieser Arbeit wird daher an Stelle der semiempirischen Modellierung der Korrosionsabtragsrate mit Faktoransatz der Ansatz nach Abschnitt 5.3.4.2 (d. h. Modellierung der Korrosionsabtragsrate nach Expositionsklassen) verwendet.

5.3.4.4 Auswirkungen der Bewehrungskorrosion

Die Bewehrungskorrosion führt neben der Abnahme des Bewehrungsquerschnitts (siehe **Abb. 5-21**) zu Rissbildung bzw. Abplatzungen, zu einer Änderung der Zugfestigkeit bzw. Duktilität des Bewehrungsstahls und zu einer Schwächung des Verbundes zwischen Betonstahl und Beton:

- Infolge der Volumenzunahme der Korrosionsprodukte entwickelt sich ein Sprengdruck, der zunächst zu einer Rissbildung und letztlich zu Betonabplatzungen führt. Die äußeren Erscheinungen der Schädigung treten mit zunehmendem Korrosionsabtrag, größerem Korrosionsbereich, abnehmender Betondeckung, kleinerem Bewehrungsstabdurchmesser und größerer Carbonatisierungstiefe deutlicher auf.
- Da der Verbund zwischen Bewehrungsstahl und umgebenden Beton im Wesentlichen abhängig von der Haftung, der Reibung und der mechanischen Verzahnung ist, kann die den Bewehrungsstahl umgebende Schicht aus Korrosionsprodukten zu einer Reduktion der Verbundfestigkeit führen. Untersuchungen in [ibac 2010 und Fischer 2012] zeigen, dass die Verbundfestigkeit von Bewehrungsstäben ohne umschließende Bügelbewehrung in Abhängigkeit vom Rissbild exponentiell und mit Bügelbewehrung auch bei verhältnismäßig großen Korrosionsabträgen nur unwesentlich abfällt. Bei den Untersuchungen wurde keine Zunahme der Stabendverschiebung bei zunehmender Korrosion festgestellt, was durch die Verzahnungswirkung der Korrosionsprodukte mit dem Bewehrungsstahl bzw. dem Beton erklärt wird.

- Eine Abnahme der Fließgrenze, der Zugfestigkeit und der Bruchdehnung stellt sich bei ungleichmäßiger Bewehrungskorrosion ein. Hierbei handelt es sich nicht um eine wirkliche Änderung der Werkstoffeigenschaften auf Querschnittsebene, sondern nur um eine effektive Änderung der Gesamtsteifigkeit über einen größeren Stababschnitt. Diese lässt sich darauf zurückführen, dass ein Fließen des Bewehrungsstabes bei gleichmäßiger Zugbeanspruchung in den Bereichen mit maximalem Korrosionsabtrag auftreten, während in den benachbarten Bereichen ein elastisches Tragverhalten auftritt. Die bereichsweise, überproportionale Dehnungszunahme führt zu einer scheinbaren Abnahme der Fließgrenze, der Zugfestigkeit und der Bruchdehnung des Bewehrungsstabes gegenüber dem aufgrund des durchschnittlichen Korrosionsabtrages zu erwartenden Zustand. In [Rodríguez 2000] wird ausgeführt, dass auch bei einem größeren Korrosionsabtrag die rechnerische Bruchdehnung von 25 % (hier: Duktilitätsklasse A) nach [DIN 1045-1:2008 bzw. DIN EN 1992-1-1:2011] in allen Versuchen erreicht wurde, so dass hieraus keine Einschränkungen hinsichtlich der Tragfähigkeit folgt. Aufgrund der größeren Dehnungszunahme korrodierter Betonstäbe, ergeben sich jedoch Grenzen hinsichtlich der Annahme zu einem möglichen Umlagerungsgrad bei statisch unbestimmten Tragwerken.

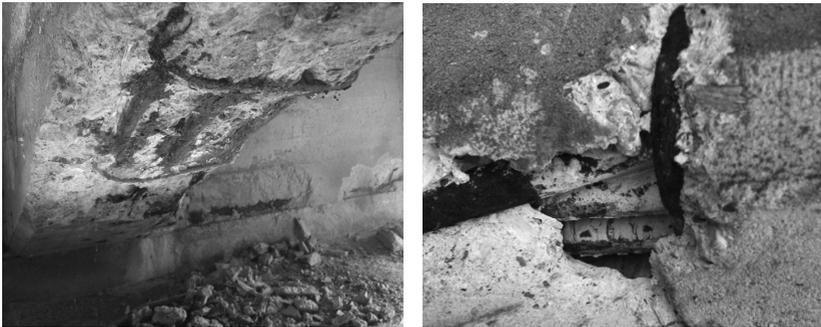


Abb. 5-21 Typische Schadensbilder bei stark vorangeschrittener Bewehrungskorrosion (links) und bei Bewehrungskorrosion im Bereich von Hohlstellen (rechts)

Schematisch ist die Änderung des Werkstoffverhaltens (Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Bewehrungsstahls) und die hieraus resultierenden Auswirkungen auf das Tragverhalten (z. B. Verformungszunahme bei gleicher Belastung) über die Zeit in **Abb. 5-22** dargestellt. Den Zusammenstellungen in [Siegert 2008, ibac 2010 und FIB 2011] ist zu entnehmen, dass derzeit noch keine allgemeingültigen Ansätze verfügbar sind, die Änderungen der Materialeigenschaften bzw. die sekundäre

Schädigung des Betons infolge der Korrosion des Bewehrungsstahls (Rissbildung und Abplatzungen) über die Zeit zu beschreiben. Erste Forschungsansätze sind z. B. in [LIFECON 2003 und Rodríguez 2000] zusammengestellt.

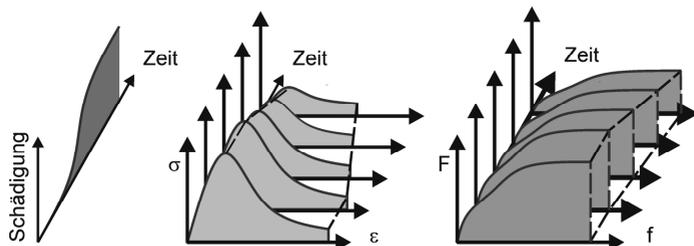


Abb. 5-22 Veränderung des Werkstoffverhaltens (links) und des Tragverhaltens (Last-Verformungs-Beziehung, rechts) über die Zeit in Anlehnung an [Petryna 2004]

Das Fehlen zeitabhängiger Ansätze zur Beschreibung der Änderungen der Materialeigenschaften bzw. das Entstehen sekundärer Schädigungen des Betons infolge der Korrosion des Bewehrungsstahls kann im Rahmen der rechnerischen Zuverlässigkeitsanalysen dadurch kompensiert werden, dass mögliche Schädigungen (z. B. das Abplatzen der Betonüberdeckung in der Betondruckzone aufgrund der Korrosion der Biegedruckbewehrung) unmittelbar bei der Modellierung berücksichtigt werden (z. B. hier die Verminderung der Querschnittshöhe). Diese Vorgehensweise bietet den Vorteil, dass der rechnerische Aufwand zur Zuverlässigkeitsanalyse reduziert werden kann, da abgesehen von dem ansonsten notwendigen Teilmodell zur Beschreibung der zeitabhängigen Schadensauswirkungen auch keine zusätzlichen Modellunsicherheitsfaktoren zur Abdeckung von Unsicherheiten dieser Teilmodelle berücksichtigt werden müssen. Diese Vorgehensweise führt tendenziell zu konservativen Ergebnissen, da z. B. ein vorzeitiger, vollständiger Ausfall der Betonüberdeckung rechnerisch angesetzt wird.

Diese Vorgehensweise wird auch in [Braml 2010] angewendet. Dort werden aufbauend auf einer Literaturrecherche, die in **Tabelle 5-17** zusammengefassten Annahmen hinsichtlich der Änderung wesentlicher Materialeigenschaften in Abhängigkeit definierter Schadensbilder und Schadensausprägungen in Anlehnung an [BMVBS 2007] vorgeschlagen.

Mit der Zusammenstellung unterschiedlicher Literaturansätze zur Beschreibung der Auswirkungen der Bewehrungskorrosion in [Braml 2010] werden sowohl Annahmen zu dem Restquerschnitt des Bewehrungsstahls als auch die Verminderung der Streckgrenze des Bewehrungsstahls in Abhängigkeit des äußerlichen Zustands-

bildes des Bewehrungsstahls erfasst. Hierbei muss jedoch beachtet werden, dass mit der Zusammenstellung in [Braml 2010] das Ziel verfolgt wurde, aufbauend auf den Ergebnissen der Bauwerksinspektion eine unmittelbare Bewertung vornehmen zu können. Eine zeitliche Weiterentwicklung des Schädigungsgrades wird nicht berücksichtigt.

Tabelle 5-17 Stochastische Annahmen in Abhängigkeit definierter Schadensausprägungen bei Korrosion der Bewehrung aus [Braml 2010]

Merkmal	Bewertung	Variable		σ	V
Restquerschnitt des Bewehrungsstahls	keine	$(1,00) A_s$	D	-	-
	geringfügig	$(0,95 \div 1,00) A_s$	D	-	-
	vereinzelt	$(0,90 \div 0,95) A_s$	ND	-	2 %
	ausgeprägt	$(0,80 \div 0,90) A_s$	ND	-	2 %
	stark	$(0,50 \div 0,80) A_s$	ND	-	2 %
Streckgrenze des Bewehrungsstahls	keine	f_y	logN	-	6 %
	geringfügig	f_y	logN	-	6 %
	vereinzelt	$0,97 f_y$	logN	-	6 %
	ausgeprägt	$0,95 f_y$	logN	-	6 %
	stark	$0,93 f_y$	logN	-	6 %

Aus diesem Grund können die Angaben nach **Tabelle 5-17** nicht unmittelbar im Rahmen dieser Arbeit verwendet werden. Nachfolgend genannte Vorgehensweise wird zur Erfassung der Auswirkungen der Bewehrungskorrosion angewendet:

- Die zeitabhängige Reduktion des Bewehrungsquerschnittes infolge Bewehrungskorrosion wird mit Gl. (5.21) in Verbindung mit **Tabelle 5-12** und **Tabelle 5-13** bzw. **Tabelle 5-14** bzw. vereinfachend mit **Tabelle 5-15** rechnerisch bestimmt.
- Die Abnahme der Streckgrenze ist entsprechend vorausgehender Anmerkungen nicht auf eine Änderung des Werkstoffverhaltens zurückzuführen, sondern ergibt sich durch die Änderung der Gesamtsteifigkeit über einen größeren Stababschnitt. Aufgrund der Steifigkeitsunterschiede werden bei einer konstanten Dehnung unterschiedliche Spannungen in den einzelnen Abschnitten hervorgerufen, die auf Basis von Betrachtungen am Ersatzfedermodell (siehe **Abb. 5-23**) abgeschätzt werden können. Aufbauend auf den analytischen Herleitungen in [Sperling 2006] kann der Maximalwert der Spannungen im Bereich des geschädigten Stabquerschnittes mit

$$\Psi_{\sigma} = \frac{\sigma_d}{\sigma_0} = \frac{1}{\alpha - \alpha \cdot \lambda + \lambda} \quad (5.28)$$

mit: Ψ_{σ} Bezogene Spannung

σ_d Spannungen im Bereich der Korrosionsschädigung

σ_0 Ausgangswert der Spannungen

α Beiwert, mit:

$$\alpha = \frac{A_d}{A_0} = \frac{A_0 - \Psi_A \cdot A_0}{A_0} = 1 - \Psi_A$$

Ψ_A Bezogene Querschnittsreduktion

λ Beiwert, mit:

$$\lambda = \frac{L_d}{L}$$

bestimmt werden. Als Stablänge innerhalb des Ersatzfedermodells ist die Länge des betrachteten Bereiches aufzufassen, innerhalb dessen eine annähernd konstante Dehnung des Betonstahls vorliegt.

In **Abb. 5-24** sind die rechnerischen Spannungserhöhungen in Abhängigkeit der Größe der Querschnittsreduktion und der relativen Länge der Schädigung dargestellt. Deutlich ist erwartungsgemäß zu erkennen, dass die maximalen Spannungen bei größeren Querschnittsreduktionen und kleineren Schädigungslängen zunehmen. Sofern eine gleichmäßige Querschnittsreduktion auftritt, ergeben sich keine Spannungsspitzen. Zur Vermeidung von lokalen Überbeanspruchungen ist es erforderlich, die rechnerische Streckgrenze mit

$$f_{y,dam} = \frac{1}{\Psi_{\sigma}} \cdot f_{y,0} \quad (5.29)$$

proportional zur Spannungserhöhung zu reduzieren.

Bei der Anwendung dieses Ansatzes ist zu berücksichtigen, dass lediglich der Bewehrungsstahl und nicht die günstige Mitwirkung des Betons infolge des Verbundes zum Bewehrungsstahl mit Gl. (5.28) berücksichtigt wird, so dass der Ansatz lediglich eine Näherung auf der sicheren Seite liegend darstellt. Aus diesem Grund scheint es gerechtfertigt, für den Fall einer annähernd gleichmäßigen Querschnittsreduktion im betrachteten Bereich bis zu einer Querschnittsreduktion von ca. 50 % auf die Abminderung der Streckgrenze zu verzichten und für den Fall einer ungleichmäßigen Querschnittsreduktion eine Abminderung der Streckgrenze um 10 % anzusetzen. Die Größe der Abmin-

derung entspricht annähernd den Angaben in [Braml 2010]. Der Variationskoeffizient der Streckgrenze wird entsprechend Anhang B angesetzt. Eine Modifikation des Variationskoeffizienten der Streckgrenze ist nicht erforderlich, da die zusätzlichen Unsicherheiten infolge Korrosion bereits mit den Verteilungsparametern für den Korrosionsabtrag berücksichtigt sind.

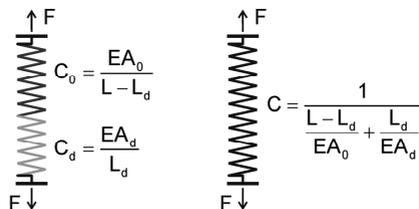


Abb. 5-23 Ersatzfedermodell des bereichsweise geschädigten Bewehrungsstabes in Anlehnung an [Sperling 2006]

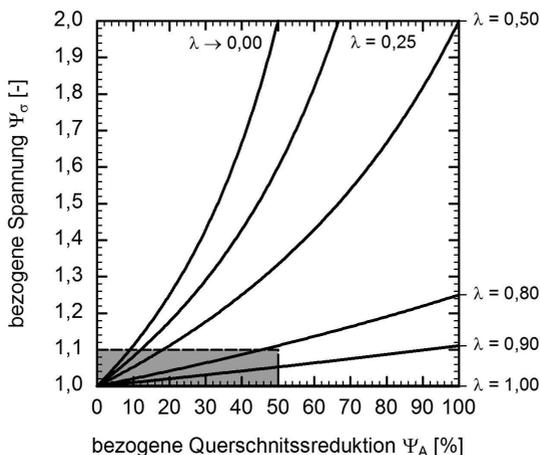


Abb. 5-24 Spannungszuwächse in korrosionsgeschädigten Bewehrungsstäben

- Sofern Ablätzungen in der Betondruckzone infolge der Korrosion der Betondruckbewehrung auftreten können und der bezogenen Querschnittsverminderung einen Wert von 10 % übersteigt, wird ein vollständiger Ausfall der Betonrandzone (d. h. in Größe der Betonüberdeckung) angenommen. Hierdurch ergibt sich eine Verminderung der statischen Höhe. Die Verminderung kann als deterministische Größe aufgefasst werden.

- Die Reduktion der Verbundfestigkeit wird auf Basis der Untersuchungsergebnisse in [Fischer 2012] vereinfachend in der Art berücksichtigt, dass ab einem Korrosionsabtrag von 200 μm mit Rissbreiten größer 0,4 mm bzw. auch ohne Betonüberdeckung eine Reduktion der Verbundfestigkeit um 40 % bezogen auf den Ausgangswert angenommen wird. Ist die Bewehrung jedoch durch Bügel oder Querbewehrung gesichert, an denen kein signifikanter Korrosionsabtrag vorliegt, kann diese Reduktion unberücksichtigt bleiben.

In **Tabelle 5-18** sind die zuvor beschriebenen Festlegungen zur Berücksichtigung der Auswirkungen der Bewehrungskorrosion zusammengefasst.

Tabelle 5-18 Stochastische Annahmen zur Auswirkung der Korrosion der Bewehrung

Merkmal	Rechnerischer Ansatz
Querschnittsreduktion Bewehrung	siehe Abschnitte 5.3.4.1 und 5.3.4.2
Streckgrenze Bewehrungsstahl	bezogene Querschnittsreduktion des Bewehrungsstahls $\Psi_A \leq 50\%$ und gleichmäßiger Abtrag: $\rightarrow f_{y,dam} = 1,00 \cdot f_{y,0}$ und $V_{dam} = V_0$
	bezogene Querschnittsreduktion des Bewehrungsstahls $\Psi_A \leq 20\%$ und ungleichmäßiger Abtrag: $\rightarrow f_{y,dam} = 1,00 \cdot f_{y,0}$ und $V_{dam} = V_0$
	bezogene Querschnittsreduktion des Bewehrungsstahls $\Psi_A > 20\%$ und ungleichmäßiger Abtrag: $\rightarrow f_{y,dam} = 0,90 \cdot f_{y,0}$ und $V_{dam} = V_0$
Abplatzungen Betondruckzone	bezogene Querschnittsreduktion des Bewehrungsstahls (Druckzone) $\Psi_A \leq 10\%$: \rightarrow Ansatz ohne Schädigung
	bezogene Querschnittsreduktion des Bewehrungsstahls (Druckzone) $\Psi_A > 10\%$: $\rightarrow d_{dam} = c_{nom}$ (Konstante)
Verbundfestigkeit	Bewehrung, die nicht durch Bügel bzw. Querbewehrung gehalten wird, bei Abtrag $\geq 200 \mu\text{m}$, Rissbreiten $\geq 0,4 \text{ mm}$ bzw. ohne Überdeckung: \rightarrow Reduktion der Verbundfestigkeit um 40 %
	Bewehrung, die durch Bügel bzw. Querbewehrung gehalten wird: \rightarrow keine Reduktion der Verbundfestigkeit

5.3.5 Einfluss von Rissen

Die Betrachtungen zur Einleitungsphase der Bewehrungskorrosion in den Abschnitten 5.3.2 und 5.3.3 beziehen sich zunächst auf eine ungerissene bzw. instandgesetzte Betonoberfläche. Häufig liegen jedoch zumindest bereichsweise gerissene Betonquerschnitte vor.

Obwohl der Zusammenhang zwischen Rissbildung und Bewehrungskorrosion in der Literatur oft aufgezeigt wird, gilt dieser aktuell als noch nicht abschließend erforscht. Grundsätzlich können schädigende Medien, z. B. depassivierende (Kohlendioxid) und korrosionsfördernde (Chloride) Stoffe, im Rissbereich wesentlich schneller in das Betonbauteil und zum Bewehrungsstahl vordringen, als in ungerissenen Bereichen (siehe **Abb. 5-25**).

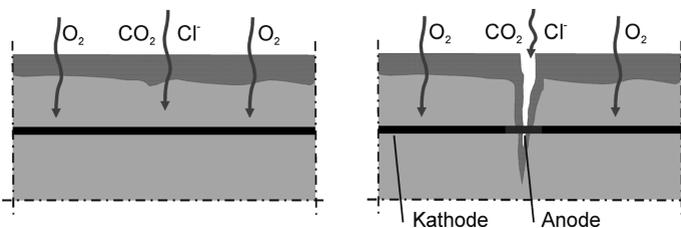


Abb. 5-25 Eindringen der Carbonatisierungsfront bzw. Chloridionen im ungerissenen (links) und gerissenen (rechts) Beton

Nach dem Ende der Einleitungsphase entsteht in Verbindung mit einem ausreichenden Feuchtigkeitsangebot in der Folge ein Makrokorrosionselement mit Lokalanode im Bereich der Risse und Lokalkathoden außerhalb der Risse (Beginn der Schädigungsphase). Der weitere Prozess und dessen zeitlicher Verlauf wird maßgeblich durch den Elektrolytwiderstand des Betons bestimmt und ist davon abhängig, ob eine carbonatisierungsinduzierte oder chloridinduzierte Bewehrungskorrosion vorliegt.

Bei carbonatisierungsinduzierter Korrosion ist das Sauerstoffangebot im Bereich der Kathode maßgebend. Da im Bereich der Anode kein Sauerstoff verbraucht wird, hat die Rissbreite auf die Korrosionsgeschwindigkeit im Riss nur einen untergeordneten Einfluss. Vielmehr kann nach [Schießl 1986] bei moderaten Rissbreiten davon ausgegangen werden, dass im Rissgrund eine mit Calciumhydroxid gesättigte Lösung am Bewehrungsstahl ansteht, die vor Depassivierung schützt bis die Carbonatisierungsfront im umgebenden Beton den Bewehrungsstahl erreicht. Bei moderater Rissbildung ist daher nicht mit einer vorzeitigen Korrosion zu rechnen, wobei systematische Untersuchungen zu einer Grenzzrissbreite nicht bekannt sind.

Das Eintreten von chloridinduzierter Bewehrungskorrosion ist nicht an die Depassivierung des Bewehrungsstahls gebunden. Kleine Anodenflächen treten im Rissbereich mit erhöhter Chloridbelastung und große Kathodenflächen außerhalb dieser chloridbelasteten Bereiche auf. Hierdurch werden lokal begrenzte Angriffe größerer Tiefe (Lochfraßkorrosion) verursacht. Da jedoch der Sauerstoffzutritt durch die Dicke und Dichtheit der Betondeckung begrenzt wird, haben nach [Schießl 1986] kleinere Rissbreiten bis ca. 0,5 mm auf die Korrosionsgeschwindigkeit im Riss nur einen begrenzten Einfluss. Bei horizontalen Flächen ergibt sich das Problem, dass Chloride sich im Rissbereich ggf. fortlaufend anreichern können, und so die Bewehrung bei kleineren Rissbreiten aufgrund sehr hoher Chloridkonzentrationen korrodieren kann. Zusammenfassend gilt, dass die Einleitungsphase der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion bei großen Rissbreiten wesentlich verkürzt ist, da nach dem örtlich begrenzten Eindringen von Chloriden im Rissbereich bereits die Bedingungen für Lochfraßkorrosion vorliegen können. Die Schädigungsphase wiederum ist vom Sauerstoffzutritt im ungerissenen Bereich abhängig.

Zu beachten ist, dass die obigen Ausführungen nicht für Längsrisse gelten, da hier die Risse nicht die Bewehrung kreuzen und die Gefahr von linienförmigen Angriffen und größeren Abplatzungen der Betondeckung besteht.

Aufbauend auf den bisherigen Erkenntnissen wird in [DIN 1045-1:2008] unterstellt, dass die Dauerhaftigkeit von gerissenen Stahlbetonbauteilen über die im Allgemeinen geforderte Nutzungsdauer von 50 Jahren, bei Einhaltung des Rechenwertes der Rissbreite in Abhängigkeit der Expositionsklasse, ggf. dem Nachweis der Dekompression und im Einzelfall in Verbindung mit zusätzlichen Maßnahmen, mindestens gewährleistet ist (siehe **Tabelle 5-19** und **Tabelle 5-20**).

Tabelle 5-19 Anforderungen an die Begrenzung der Rissbreite für Stahlbeton- und Spannbetonbauteile mit nachträglichem Verbund nach [DIN 1045-1:2008]

Expositions- klasse	Anforderungs- klasse	Einwirkungskombination		Rechenwert Rissbreite w_k
		Dekompression	Rissbreite	
XC1	D (Spannbeton)	-	häufig	0,2 mm
	F (Stahlbeton)	-	quasi-ständig	0,4 mm
XC2 ÷ 4 XD1 ÷ 2, XD3 ¹⁾ , XS1 ÷ 3	C ²⁾ (Spannbeton)	quasi-ständig	häufig	0,2 mm
	E (Stahlbeton)	-	quasi-ständig	0,3 mm

¹⁾ im Einzelfall in Verbindung mit zusätzlichen Maßnahmen

²⁾ wird der Korrosionsschutz sichergestellt, darf Anforderungsklasse D verwendet werden.

Tabelle 5-20 Anforderungen an die Begrenzung der Rissbreite für Spannbetonbauteile mit sofortigem Verbund nach [DIN 1045-1:2008]

Expositions- klasse	Anforderungs- klasse	Einwirkungskombination		Rechenwert Rissbreite w_k
		Dekompression	Rissbreite	
XC1	D (Spannbeton)	-	häufig	0,2 mm
XC2 ÷ 4	C (Spannbeton)	quasi-ständig	häufig	0,2 mm
XD1 ÷ 2, XD3 ¹⁾ , XS1 ÷ 3	B (Spannbeton)	häufig	selten	0,2 mm

¹⁾ im Einzelfall in Verbindung mit zusätzlichen Maßnahmen

Für die Prognose und Bewertung der Dauerhaftigkeit von ungerissenen Stahlbetonbauteilen stehen für die Einleitungsphase die in Abschnitt 5.3.2 und 5.3.3 dargestellten probabilistischen Ansätze zur Verfügung. Nach [Sakai 2003] kann die Wirkung von Rissen auf die Einleitungsphase der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion durch eine Modifizierung des Chloridmigrationskoeffizienten in Abhängigkeit der Rissbreite und des Rissabstandes mit

$$D_{RCM0,cr} = D_{RCM0} + \Delta D_{RCM,cr} = D_{RCM0} + \frac{w_k}{s_{r,max}} \cdot D_{cr} \quad (5.30)$$

mit:	$D_{RCM0,cr}$	Chloridmigrationskoeffizient des gerissenen Betons
	D_{RCM0}	Chloridmigrationskoeffizient des ungerissenen Betons
	$\Delta D_{RCM,cr}$	Erhöhungsbetrag des Chloridmigrationskoeffizienten
	D_{cr}	Chloridmigrationskoeffizient direkt im Riss, mit:
		$D_{cr} = 15768 \frac{\text{mm}^2}{\text{a}} \triangleq 5 \cdot 10^{-10} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$
	w_k	Rissbreite
	$s_{r,max}$	Rissabstand

erfolgen. In [Empelmann 2009] wird die Anwendung dieses Ansatzes vorgestellt.

Der Erhöhungsbetrag des Chloridmigrationskoeffizienten für unterschiedliche Rissbreiten und Rissabstände entsprechend Gl. (5.30) ist in **Abb. 5-26** dargestellt. Im Vergleich zu einem typischen Chloridmigrationskoeffizienten von $300 \text{ mm}^2/\text{a}$ für einen nach [DIN 1045-1:2008] entsprechend der Expositionsklasse XD3 rezeptierten Beton (Bindemittelart: CEM I) ergibt sich bei Rissbreiten bis zu 0,3 mm (vgl. **Tabelle 5-19**) eine Erhöhung des Chloridmigrationskoeffizienten um maximal 50 %. Für Rissabstände größer 100 cm beträgt die Erhöhung nur ca. 10 %.

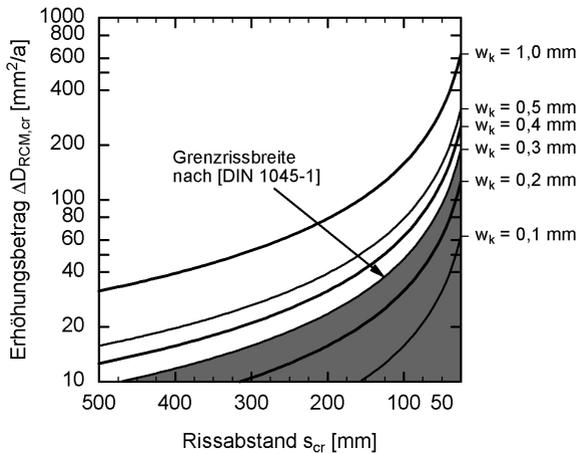


Abb. 5-26 Erhöhungsbetrag des Chloridmigrationskoeffizienten in Abhängigkeit der Rissbreite und des Rissabstandes nach [Sakai 2003]

Zu beachten ist, dass dieser Ansatz wissenschaftlich noch nicht ausreichend abgesichert ist und ausschließlich Bedingungen für eine flächige Bewehrungskorrosion betrachtet. Der Bereich im und um den Riss herum kann jedoch ein deutlich hiervon abweichendes Verhalten aufweisen.

In [ibac 2010] wird hierzu ausgeführt, dass baupraktisch umgehend nach erfolgter Rissbildung die Bewehrung im Bereich von Rissen depassiviert bzw. ein kritischer Chloridgehalt erreicht wird (Ende der Einleitungsphase). Die einsetzende Schädigungsphase kann entsprechend Abschnitt 5.3.4 modelliert werden, wobei die Korrosionsgeschwindigkeit wesentlich durch den Elektrolytwiderstand des Betons bestimmt wird.

Aufgrund insbesondere der Untersuchungen in [Schiebl 1986] wird im Folgenden angesetzt, dass die Einleitungsphase auch im gerissenen Beton nach Abschnitt 5.3.2 und 5.3.3 modelliert werden kann, sofern die Anforderungen nach **Tabelle 5-19** und **Tabelle 5-20** eingehalten werden (siehe auch FIB MC 2010b). Werden hingegen die Anforderungen nicht eingehalten, so wird großflächig im Bereich mit Betonrissen unmittelbar von einem Abschluss der Einleitungsphase der Bewehrungskorrosion ausgegangen.

Die sich in beiden Fällen anschließende Schädigungsphase der Bewehrungskorrosion wird nach Abschnitt 5.3.4 abgebildet.

Für die Beurteilung, ob die Anforderungen nach **Tabelle 5-20** und **Tabelle 5-19** eingehalten werden, können näherungsweise die Modelle nach den Abschnitten

4.3.7 und 4.3.9 angewendet werden. Eine abschließende Beurteilung sollte jedoch auf Grundlage der örtlichen Befunde am Bauwerk vorgenommen werden, da abgesehen von den möglichen Abweichungen zwischen rechnerisch unterstelltem und wirklichem Tragverhalten auch Effekte des Risswiederverschlusses (z. B. durch Versinterung mit CaCO_3) berücksichtigt werden sollten.

5.3.6 Spannbeton

5.3.6.1 Allgemeines

Die Einleitungsphase der Korrosion bei Spanngliedern kann durch die Transportmodelle entsprechend Abschnitt 5.3.2 und 5.3.3 beschrieben werden. Innerhalb der Schädigungsphase müssen als Schädigungsmechanismen jedoch zusätzlich zur flächig abtragenden Bewehrungskorrosion (siehe auch Zusammenstellungen in [Hunkeler 2005 und Holst 2007]) berücksichtigt werden:

- Anodische Spannungsrissskorrosion: Bei empfindlichen Stahlgüten bildet sich unter dauerhaft hohen Zugspannungen (ggf. auch mit überlagerter, niederfrequenter Zugschwellspannung) und örtlicher Korrosion (z. B. durch Einwirkung von Chloriden oder mechanische Vorschädigung der Deckschicht) kleine, anodische Zonen an den Korngrenzen aus. Ausgehend von diesen Zonen entwickeln sich Risse mit anodischer Teilreaktion am Rissgrund, die zu einem Bruch des Spannstahls führen.
- Kathodische bzw. wasserstoffinduzierte Spannungsrissskorrosion: Bei empfindlichen Stahlgüten kann in Korrosionsnarben unter Sauerstoffmangel atomarer Wasserstoff entstehen. Diffundiert der atomare Wasserstoff in der Folge in den Stahl ein, wird dieser bevorzugt an Gitterfehlstellen eingelagert. Durch die Rekombination zu molekularem Wasserstoff entstehen innere Spannungen und eine Versprödung des Stahls. Für die chemische Reaktion an der Kathode sind bei besonders empfindlichen Stahlgüten sehr kleine Anodenbereiche ausreichend, so dass nach [Lingemann 2010] die Spannungsrissskorrosion durch augenscheinliche Begutachtung teilweise nicht erkannt werden kann.

Spannstahlgüten haben gegenüber den Schädigungsmechanismen eine sehr unterschiedliche Empfindlichkeit, die auch in Abhängigkeit der Chargen variiert.

5.3.6.2 Empfindliche Spannstahlgüten gegenüber Spannungsrissskorrosion

Bei empfindlichen Spannstahlgüten (siehe Abschnitt 6.2.1) ist entsprechend vorausgehender Betrachtungen davon auszugehen, dass Spannstahlbrüche im Bereich von

Anrissen (z. B. durch unsachgemäße Handhabung bei Transport und Lagerung) auch in alkalischem und chloridfreiem Milieu auftreten können. Neue Anrisse und somit Brüche in nicht vorgeschädigten Bereichen können in alkalischem und chloridfreiem Milieu jedoch nicht entstehen. Da jedoch Anrisse bei Einbau der Spannglieder etc. bei Vorspannung im nachträglichen Verbund nicht ausgeschlossen und Vorschädigungen visuell nicht oder nur begrenzt festgestellt werden können, muss bei empfindlichen Spannstählen von einem bereits eingetretenen Schädigungsprozess ausgegangen werden (siehe auch [Lingemann 2010]). Bei Vorspannung im sofortigen Verbund mit Herstellung in einem Fertigteilwerk ist die Wahrscheinlichkeit einer Vorschädigung deutlich geringer, weshalb in [BMVBS 2011] diese Form der Vorspannung als unkritisch eingestuft wird (siehe auch [NRR K 2012]).

Aufgrund der mit dem Spannstahlausfall verbundenen Möglichkeit eines Versagens ohne Vorankündigung wurden mit [EBA 2009 und BMVBS 2011] u. a. auf Basis der Untersuchungen in [DAfStb 1996 und Lingemann 2010] vereinfachte Konzepte auf probabilistischer Grundlage zur Beurteilung bestehender Bauwerke hinsichtlich Spannungsrisskorrosion eingeführt. In beiden Konzepten wird das Ankündigungsverhalten des Bauwerks (d. h. hier Rissbildung an freiliegenden, von außen im Rahmen einer Bauwerksinspektion einsehbaren Flächen) bei einem angenommenen Spannstahlausfall betrachtet und die Wahrscheinlichkeit des Auftretens einer derartigen Konstellation bewertet. Gegenüber [BMVBS 2011] wird in [EBA 2009] zusätzlich die Verteilung dieses Schadens berücksichtigt, weshalb der Ansatz nach [EBA 2009] tendenziell zu einer günstigeren Einschätzung führt. Sofern bei dem Nachweis keine ausreichende Zuverlässigkeit bestimmt werden kann, werden in beiden Richtlinien Spannstahlentnahmen (siehe z. B. **Abb. 5-27**) und dessen chemische Analyse und Beprobung vorgesehen, um die Empfindlichkeit der verwendeten Spannstahl-Charge beurteilen zu können.

Beiden Verfahren gleich ist die Tatsache, dass für eine erfolgreiche Nachweisführung eine größere Anzahl von Spanngliedern im nachzuweisenden Bereich eingebaut sein muss, was auf Brückenbauwerke i. d. R. zutrifft. Bei typischen Spannbetonkonstruktionen im Hochbau (z. B. Dachbinder) bestehen die für den vereinfachten Rechenansatz notwendigen Redundanzen nicht. Da auch eine Beprobung des eingebauten Spannstahls bei diesen Konstruktionen nur im Ausnahmefall möglich ist, weil der zerstörende Eingriff hier mit sehr großen Risiken für die Standsicherheit verbunden sein kann, folgt auf die Identifikation eines entsprechenden Risikos häufig ein Rückbau der Bauteile.



Abb. 5-27 typische Spannstahlentnahme an einem bestehenden Bauwerk zur Beurteilung der Gefährdung gegenüber Spannungsrisskorrosion

Unabhängig von der jeweiligen Empfindlichkeit des Spannstahls gegenüber Korrosion können die probabilistischen Ansätze nach [EBA 2009], ergänzend beschrieben in [Bauer 2010], zur Quantifizierung der Ausfallwahrscheinlichkeit eines definierten Spannstahlquerschnittsanteils unter Berücksichtigung der Möglichkeit zu dessen frühzeitiger Identifikation durch visuelle bzw. handnahe Bauwerksprüfung auch allgemeingültig auf Spannstahlbewehrung angewendet werden. Voraussetzung dafür ist, dass die Randbedingungen für das Auftreten von Korrosion in dem betrachteten Bereich als gleich angesehen werden können und somit eine gleichzeitige Schädigung an mehreren, lokal begrenzten Bereichen möglich ist. In [EBA 2009] wird unterschieden zwischen:

- Szenario I: Auf der sicheren Seite liegend wird angenommen, dass sich Spanndrahtbrüche an einer Spanngliedstelle häufen und so zum lokalen Ausfall des betrachteten Spanngliedes führen. Die Tragfähigkeitsverminderung ist dann auf die doppelte Einleitungs- bzw. Verankerungslänge l_b begrenzt. Über die Länge des gesamten Spanngliedes wird ein mehrfacher Bruch ausgeschlossen.

Die Wahrscheinlichkeit des Ausfalls von k Spanngliedern innerhalb der doppelten Verankerungslänge an der Stelle i bei n Spanngliedern im Querschnitt kann durch eine Binomialverteilung

$$P(k, i) = \binom{n}{k} \cdot p^k \cdot (1-p)^{n-k} \quad (5.31)$$

beschrieben werden, wobei hier mit

$$p = \frac{1}{N_R} = \frac{2 \cdot l_b}{L} \quad (5.32)$$

die Wahrscheinlichkeit für einen lokalen Ausfall eines Spanngliedes innerhalb dieses Bereiches beschrieben werden kann. Innerhalb einer definierten Länge mit

$$L_{krit} = N_{R,krit} \cdot 2 \cdot l_b = N_{R,krit} \cdot p \cdot L = \frac{N_{R,krit}}{N_R} \cdot L \quad (5.33)$$

als Vielfaches der doppelten Verankerungslänge, z. B. Bereich ohne ausreichendes Ankündigungsverhalten, ergibt sich die Wahrscheinlichkeit

$$P_{ges} = \sum_i^{N_{R,krit}} P(k, i) = \sum_i^{N_{R,krit}} \binom{n}{k(i)} \cdot p^{k(i)} \cdot (1-p)^{n-k(i)} \quad (5.34)$$

des Ausfalls von

$$k = \left(1 - \frac{A_{p,r}}{A_p} \right) \cdot n \quad (5.35)$$

Spanngliedern aus der Summe der Einzelwahrscheinlichkeiten. Wird vereinfachend über die gesamte Länge nach Gl. (5.33) eine mittlere Restspannstahlfläche angenommen, kann Gl. (5.34) auf

$$P_{ges} = \binom{n}{k} \cdot p^k \cdot (1-p)^{n-k} \cdot N_{R,krit} \quad (5.36)$$

reduziert werden.

Gl. (5.34) bzw. (5.36) ergeben sich aus Gl. (3.35) für die Überlegung, dass ein Versagen des betrachteten Systems auftritt, sobald innerhalb eines Abschnittes (in dem nach Spanngliedbruch eine Verankerung der Spannkraft möglich ist) die Anzahl der ausgefallenen Spannglieder die statisch notwendige Anzahl übersteigt. Der Betrachtung insgesamt liegt somit ein Seriensystem zugrunde.

Durch die Festlegung der betrachteten Länge nach Gl. (5.33) wird indirekt die Anzahl der Komponenten des Seriensystems festgelegt. Wird anstelle der Länge des Bereiches mit fehlendem Ankündigungsverhalten (siehe [EBA 2009]) die Systemlänge eingesetzt, sind mit Gl. (5.34) bzw. (5.36) ebenfalls Betrachtungen zur Ausfallwahrscheinlichkeit der Spannstahlbewehrung ohne zusätzliche Einschränkungen (z. B. Bereiche mit Ankündigungsverhalten werden nicht betrachtet) möglich.

- Szenario 2: Gegenüber dem Szenario 1 wird bei Szenario 2 ein gleichzeitiger Spanndrahtbruch an mehreren Stellen untersucht. Die Anzahl der Spanndraht-

brüche entlang eines Drahtes wird nicht begrenzt. Die Auftretenswahrscheinlichkeit eines Bruches wird als gleichverteilt angesetzt. Unter Annahme einer ausreichenden Spanndrahtanzahl m in einem Schnitt kann nach [EBA 2009] durch

$$m_{\max} = \mu_D + \beta \cdot \sigma_D = m \cdot p_u + \beta \cdot \sqrt{m \cdot p_u \cdot (1 - p_u)} \quad (5.37)$$

mit:

- μ_D Mittelwert der Restspanndrahtanzahl
 $\mu_D = m \cdot p_u$
- σ_D Standardabweichung der Restspanndrahtanzahl
 $\sigma_D = \sqrt{m \cdot p_u \cdot (1 - p_u)}$
- p_u Wahrscheinlichkeit Restspanndrahtanzahl

der obere Quantilwert der Anzahl der ungerissenen Drähte in einem Schnitt, aufbauend auf einer Normalverteilung, bestimmt werden.

Die Wahrscheinlichkeit, mit der eine bestimmte Spanndrahtanzahl vorhanden ist, ist unbekannt. In [EBA 2009] wird daher zunächst die maximale Anzahl der verbleibenden Spanndrähte aus dem Kriterium abgeleitet, dass eine bestimmte Mindestanzahl Spanndrähte ausfallen muss, bevor eine Rissbildung an einer beliebigen Stelle auftritt. Angesetzt wird nach [EBA 2009] der rechnerische GrößtWert der Spanndrahtanzahl eines Nachweisschnittes im betrachteten Bereich, für den ein ausreichendes Ankündigungsverhalten bestimmt werden kann. Durch Umformen von Gl. (5.37) kann mit

$$p_u = \frac{m_{\max} + \frac{\beta^2}{2} - \beta \cdot \sqrt{m_{\max} \cdot \left(1 - \frac{m_{\max}}{m}\right) + \frac{\beta^2}{4}}}{\beta^2 + m} \quad (5.38)$$

die Wahrscheinlichkeit für eine Restspanndrahtanzahl bestimmt werden, die mit

$$m_{\min} = \mu_D - \beta \cdot \sigma_D = m \cdot p_u - \beta \cdot \sqrt{m \cdot p_u \cdot (1 - p_u)} \quad (5.39)$$

dann zur dem für den Nachweis einer ausreichenden Tragfähigkeit benötigten Quantilwert der minimal vorhandenen Spanndrahtanzahl führt.

Das Szenario 2 berücksichtigt insgesamt den Umstand, dass in dem kritischen Nachweisschnitt eine Mindestanzahl von Spanngliedern mit einer definierbaren Wahrscheinlichkeit nicht unterschritten wird, solange nicht an einer anderen Stelle mit ausreichendem Ankündigungsverhalten sich das bevorstehende Tragwerksversagen ankündigt. Aus Szenario 2 kann somit eine Mindestanzahl

von Spanndrähten bzw. damit eine Mindesttragfähigkeit in einem Nachweischnitt abgeleitet werden.

Während das Szenario 1 nach [EBA 2009] allgemein auf Spannbetonbauteile übertragen werden kann, beschreibt Szenario 2 eine speziell für den Nachweis des Ankündigungsverhaltens anwendbare Vorgehensweise.

In **Abb. 5-28** sind exemplarisch die Ergebnisse der Ausfallwahrscheinlichkeiten für das Szenario 1 nach Gl. (5.36) für ein Spannbetonbauteil mit einer Bauwerkslänge gleich der 20-fachen Verankerungslänge eines Spanngliedes und unterschiedlichen Spanngliedanzahlen dargestellt. Aus der Auswertung wird deutlich, dass der Zuverlässigkeitsindex bei zunehmender Spanngliedanzahl und der für ein Versagen notwendigen Anzahl gebrochener Spannglieder sehr schnell zunimmt.

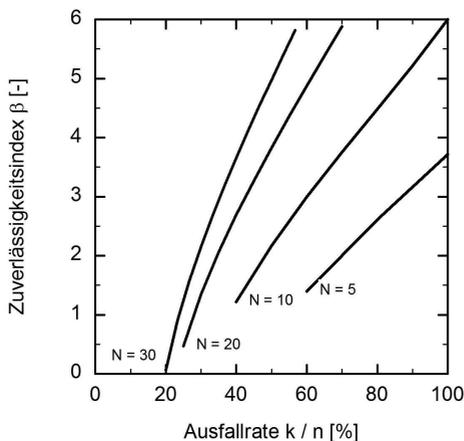


Abb. 5-28 Zuverlässigkeitsindex in Abhängigkeit der Ausfallrate und Spanngliedanzahl N

Aus der exemplarischen Summenhäufigkeit für Szenario 2 nach Gl. (5.37) und (5.38) für eine ursprüngliche Anzahl von 100 Spanndrähten und $\beta = 5,20$ (siehe z. B. [EBA 2009]), dargestellt in **Abb. 5-29**, geht hervor, dass durch eine Änderung des oberen Quantilwertes der Anzahl der ungerissenen Drähte der Mittelwert der verbleibenden Spanndrahtanzahl sehr stark beeinflusst wird. Hieraus folgt, dass mit steigendem Quantilwert der Anzahl der ungerissenen Drähte auch die Mindestanzahl von Spanndrähten in dem kritischen Nachweischnitt anwachsen.

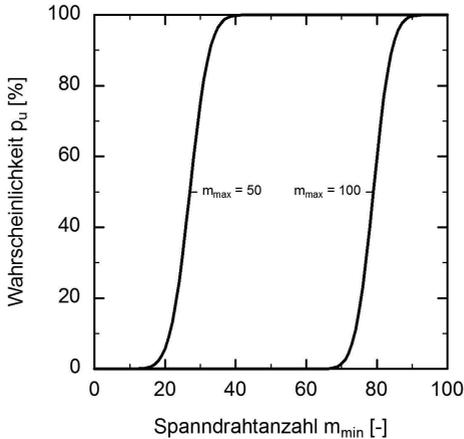


Abb. 5-29 Wahrscheinlichkeit einer Restspanndrahtanzahl in einem Nachweisschnitt in Abhängigkeit der ursprünglichen Spanndrahtanzahl und des oberen Quantilwertes

5.3.6.3 Unempfindliche Spannstahlgüten gegenüber Spannungsrissskorrosion

Bei unempfindlichen Spannstahlgüten kann Spannungsrissskorrosion ausgeschlossen werden (siehe [Zilch 2010]). Demzufolge ist als Schädigungsmechanismus Bewehrungskorrosion zu betrachten, der mit den Ansätzen nach Abschnitt 5.3.2 bis 5.3.4 abgebildet werden kann. Aufgrund der allgemeinen Bedeutung der Spannglieder für die Standsicherheit eines Bauwerkes sind die Eintretenswahrscheinlichkeit für Korrosion an den Spanngliedern, der mögliche Schädigungsgrad und die Folgen für die Standsicherheit vorranglich zu beurteilen. Hierbei müssen auch die konstruktiven Besonderheiten der Lage und des Einbaus der Spannglieder beachtet werden.

In [Eichinger 2001] wird über eine statistische Erhebung zum Zustand von Spanngliedern im nachträglichen Verbund an zehn Spannbetonbrücken (Errichtung zwischen den Jahren 1956 und 1973) mit insgesamt etwa 10200 untersuchten Hüllrohrabschnitten berichtet. Zusammenfassend folgt aus den Untersuchungen:

- Die Verpressgrade von Spannbetonhüllrohren liegen zwischen ca. 90 % und 98 %, wobei mehrheitlich die Querschnitte vollständig verpresst sind und nur vereinzelt Verpressfehler auftreten. In Ausnahmefällen können Verpressgrade von ca. 50 % festgestellt werden, wobei nach [Eichinger 2001] hier besondere,

objektspezifische Randbedingungen (z. B. Ausführung als Prototyp mit verpressfehleranfälligem Spannverfahren) zu der mangelhaften Verpressqualität führten.

- Das Spannverfahren bzw. die Art des Spannkörperaufbaus hat einen maßgeblichen Einfluss auf die Verpressqualität.
- Die Lage der ggf. unverpressten Hüllrohrabschnitte ist abhängig von der Spanngliedführung. Allgemein treten an Hoch- und Tiefpunkten vermehrt Verpressstellen auf, während an Wendepunkten und Koppelstellen statistisch keine gegenüber den Zwischenbereichen vermehrte Fehlstellenhäufigkeit beobachtet werden kann.
- In den Bereichen, in denen die Spannglieder mangelhaft verpresst sind, wurde in [Eichinger 2001] an den Hüllrohren mit jeweils ca. 50 % keine Korrosion bzw. Flugrost beobachtet. Stärkere Korrosion an den Hüllrohren wurde nicht vorgefunden. Ähnliche Beobachtungen wurden auch an den Spannsträngen gemacht, bei denen in unverpressten Hüllrohrbereichen ca. zweidrittel der Spannstränge maximal Flugrost bzw. ca. ein Drittel der Spannstränge flächenhaft Korrosion aufwiesen. Korrosionsnarben bzw. größere Querschnittsverminderungen wurden in [Eichinger 2001] nicht festgestellt.

Die Ursache für den nur geringen Korrosionsgrad kann nach [Eichinger 2001] darin gesehen werden, dass trotz der Verpressfehler die Spannglieder i. d. R. ausreichend tief in dem umgebenden Beton eingebettet sind, so dass die für den Korrosionsprozess notwendigen Umgebungsbedingungen (siehe Abschnitt 5.3.4, z. B. Feuchtigkeit und Chloride) nicht bzw. nur sehr stark verzögert in diese Bereiche auftreten.

Auswertung in [Hunkeler 2005 und Zilch 2006] bestätigen diese Untersuchungsergebnisse vom Grundsatz her. In [Hunkeler 2005] wird zusätzlich darauf hingewiesen, dass der Verankerungsbereich der Spannstahlbewehrung aufgrund der Randlage im Bauwerk und der hohen Bewehrungsgehalte einschließlich des Verankerungskörpers einer erhöhten Korrosionswahrscheinlichkeit unterliegt.

Die Ausführungen machen insgesamt deutlich:

- Die Art des Spannkörperaufbaus beeinflusst die Empfindlichkeit der Spannglieder gegenüber Verpressfehlern und der daraus folgenden Korrosion wesentlich. Hinweise auf Ausführungsarten und mögliche Schwachstellen von üblichen Spannkörperaufbauten sind in [Hunkeler 2005] zusammengestellt und können für eine objektspezifische Bewertung genutzt werden.

- Aufgrund der geringen Wandungsdicken ist das Hüllrohr nach [Hunkeler 2005] nicht als wirkungsvolle Barriere gegenüber dem Zutritt von schädigenden Substanzen an die Spanndrähte anzusehen.
- Als Indikator für die Empfindlichkeit der Spannglieder gegenüber Verpressfehlern ist das Verhältnis zwischen Spannstahl- und Hüllrohrinnenfläche mit

$$\alpha_{pH} = \frac{A_p}{A_{H,netto}} \quad (5.40)$$

geeignet, welches indirekt den Fließquerschnitt des Verpressmörtels charakterisiert.

In **Abb. 5-30** ist der Verhältniswert entsprechend eigener Analysen für typische Spannverfahren (Litzen- und Drahtspannverfahren) im Wesentlichen aus den Zusammenstellungen nach [Koch 1965 bzw. Beyer 1967 und Rombach 2003] dargestellt, die um das Jahr 1965 bzw. 2002 bauaufsichtlich zugelassen waren. Hieraus ist zu erkennen, dass das Verhältnis nach aktuellen Zulassungen zwischen 0,25 und 0,45 (maximal bis 0,50) liegt, wohin gehend in früher zugelassenen Spannverfahren teilweise Werte bis zu 0,75 vorgesehen waren. Da Verpressfehler aktuell nicht bzw. nur in Ausnahmen auftreten, kann ein kleineres Verhältnis als günstig eingestuft werden.

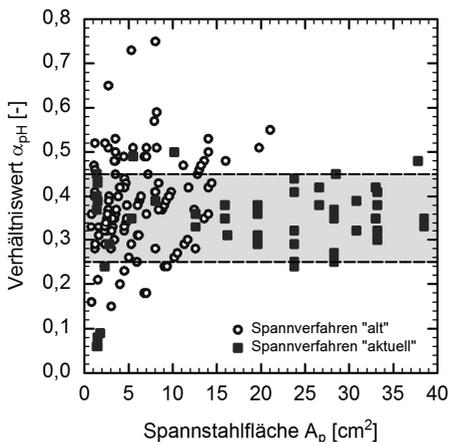


Abb. 5-30 Verhältniswert nach Gl. (5.40) in Abhängigkeit der Spannstahlfläche für zugelassene Spannverfahren nach [Koch 1965 bzw. Beyer 1967] (Bezeichnung: „alt“) und [Rombach 2003] (Bezeichnung: „aktuell“)

- Zusätzlich bestimmt die Anordnung der Spanndrähte zueinander die Verpressqualität, da bei eng aneinander liegenden Spanndrähten Luftblasen und Wasser aus dem Verpressmörtel die Hohlräume füllen kann, während außerhalb dieser Hohlräume eine Sedimentation des Mörtels auftritt.
- Treten Verpressfehler nicht oder nur am äußeren Bereich eines Spanndrahtbündels (d. h. Bereich zwischen den Spanndrähten ist mindestens verpresst) auf, so können Chloride an die außen liegenden Spanndrähte gelangen und dort zu Schädigungen führen. Ein Weitertransport der Chloride in das Spanndrahtbündel hinein ist jedoch nur über den Verpressmörtel zwischen benachbarten Spanndrähten möglich, so dass sich die diffusionsfähige Querschnittsfläche deutlich reduziert (Reduktionsfaktor nach [Hunkeler 2005] oberhalb von 10). Hierdurch reduzieren sich einerseits die Eintragungsgeschwindigkeit der Chloride und andererseits der im Rahmen des Konzentrationsausgleichs im Innenbereich mögliche Maximalwert der Chloridkonzentration. In der Folge ist die Wahrscheinlichkeit einer Schädigung der innen liegenden Spanndrähte deutlich begrenzt.
- Treten Verpressfehler auch zwischen den Spanndrähten auf, so ist zwischen den Spanndrähten aufgrund des Fehlens eines Elektrolyten kein Korrosionsstromfluss und somit keine Korrosion möglich (siehe z. B. **Abb. 5-31**). Ist teilweise Füllgut vorhanden, kann ein Korrosionsstromfluss erfolgen, jedoch ist aufgrund des geringen Volumens nach [Hunkeler 2005] der elektrische Widerstand relativ hoch, so dass der mögliche Korrosionsabtrag deutlich begrenzt wird.

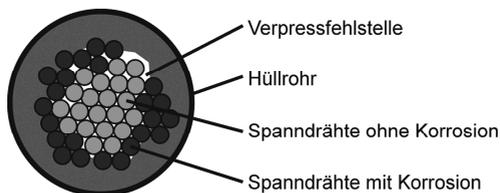


Abb. 5-31 Schematische Darstellung der Wirkung von Verpressfehlern auf die Lage von korrodierten und nicht korrodierten Spanndrähten

- Durch den dauerhaften Zutritt von flüssigem Wasser im Bereich von Hohlräumen bzw. Verpressfehlern kann es zu einer deutlichen Beschleunigung des Korrosionsprozesses kommen.
- Aufgrund der unterschiedlichen Einflussfaktoren (z. B. Empfindlichkeit des Spannstahls, Qualität der Hüllrohrverpressung, Umgebungsbedingungen) ist eine objektspezifische Beurteilung notwendig.

Dies wird exemplarisch an dem in **Abb. 5-32** dargestellten, freiliegenden Spanngliedhüllrohr und dem zugehörigen Spannkörperaufbau deutlich: Bei diesem Spanngliedtyp werden die einzelnen Spanndrähte durch ein Hüllrohr eingeschlossen. Eine innenliegende Stahldrahtspirale hält die einzelnen Spanndrähte im Außenbereich unmittelbar an der Hüllrohrwandung. Einerseits führt diese Ausführungsart dazu, dass durch den relativ großen Innenraum (Verhältniswert nach Gl. (5.40) beträgt 0,38) ein gleichmäßiges, d. h. fehlerarmes, Verpressen möglich ist. Andererseits liegen einzelne Spanndrähte bei einer lokalen Hüllrohrbeschädigung unmittelbar frei, wodurch sich für einzelne Spanndrähte eine erhöhte Schädigungswahrscheinlichkeit ergibt.

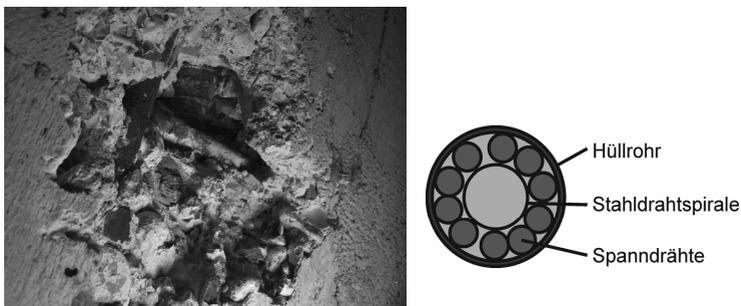


Abb. 5-32 Freiliegendes Spanngliedhüllrohr (links) und schematische Darstellung des Spannkörperaufbaus (rechts)

5.3.6.4 Zusammenfassung

Zusammenfassend folgt aus den vorangegangenen Betrachtungen, dass zwischen empfindlichen und unempfindlichen Spannstahlgüten unterschieden werden muss.

Bei Spanngliedern mit empfindlichen Spannstahlgüten können aufgrund abweichender Schädigungsmechanismen der Spannungsrisskorrosion die Betrachtungen zur Einleitungs- und Schädigungsphase nach Abschnitt 5.3.2 bis 5.3.4 nicht angewendet werden. Durch probabilistische Analysen kann jedoch die Möglichkeit einer frühzeitigen Identifikation des Schädigungsprozesses durch visuelle bzw. handnahe Bauwerksprüfung beurteilt werden. Vereinfachend kann diese Beurteilung nach Gl. (5.31) bis (5.39) durchgeführt werden. Genauere Betrachtungen sind auf Basis der Kombinatorik (siehe [Lingemann 2010]) möglich.

Schäden an den Spanngliedern mit unempfindlichen Spannstahlgüten können nur dann auftreten, wenn im Bereich der Spannglieder die Bedingungen für Korrosion vorliegen. Die Einleitungsphase der carbonatisierungsinduzierten und chlorid-

induzierten Bewehrungskorrosion kann für die Spannglieder nach Abschnitt 5.3.2 und 5.3.3 beschrieben werden. Der kritische, korrosionsauslösende Chloridgehalt wird nach **Tabelle 5-8** angesetzt.

Im Bereich von Fehlstellen, Trennrissen oder Abplatzungen kann es in Abhängigkeit der Umgebungsbedingungen (z. B. Feuchteverhältnisse, Chloridgehalt) zu einem sofortigen Ende der Einleitungsphase kommen.

Da Verpressfehler i. d. R. nicht vollständig ausgeschlossen werden können und das Hüllrohr aufgrund der geringen Wandungsdicke eine nur geringe Barriere darstellt, wird bei Spanngliedern im nachträglichen Verbund als Ende der Einleitungsphase der Zeitpunkt definiert, ab dem im Bereich der Hüllrohre die Korrosionsbedingungen vorliegen.

Die Schädigungsphase kann nach Abschnitt 5.3.4 beschrieben werden. Auf Grund der stark abweichenden Ausführungsformen des Spannkörperaufbaus bei unterschiedlichen Spannverfahren ist es notwendig, objektspezifische Korrosions-szenarien (z. B. hinsichtlich Anzahl gleichzeitig korrodierender bzw. ausfallender Spanndrähte in einem Schnitt) auch unter Berücksichtigung der Möglichkeit von Verpressfehlern festzulegen.

Sofern aufgrund des Endes der Einleitungsphase Korrosion an den Spanngliedern möglich ist, sollte eine Beurteilung des möglichen Schadens bei Ausfall der Spannglieder unter Berücksichtigung der vorhandenen Betonstahlbewehrung durchgeführt werden. Im Einzelfall kann es im Sinne eines „Nachweises der Robustheit“ notwendig sein, Betrachtungen in Anlehnung an das Nachweisverfahren für Spannungsrisskorrosion nach Gl. (5.31) bis (5.39) durchzuführen, um ein Versagen des Tragwerks ohne Vorankündigung auszuschließen.

5.4 Frost- bzw. Frost-Tausalz-Angriff

5.4.1 Allgemeines

Ein Frost-Angriff und ein Frost-Tausalz-Angriff führen zu unterschiedlichen Schadensbildern. Während der Frost-Angriff eine innere Schädigung des Betongefüges verursacht (siehe [Petersen 2003]), die durch den Abfall des relativen dynamischen E-Moduls quantifiziert werden kann, ergibt sich durch den Frost-Tausalz-Angriff eine äußere, direkt messbare Abwitterung (siehe z. B. **Abb. 5-33**).

In **Abb. 5-34** und **Abb. 5-35** sind in Verbindung mit **Tabelle 5-21** und **Tabelle 5-22** die derzeit in Deutschland gebräuchlichen Definitionen der zeitliche Entwicklung des Schädigungsgrades bei Frost- bzw. Frost-Tausalz-Angriff charakterisierenden Grenzzustände dargestellt (siehe auch [DAfStb 2011]). Anders

als bei der Korrosion der Bewehrung liegt dem Frost- bzw. Frost-Tausalz-Angriff ein durchgängiger Schädigungsprozess zugrunde.

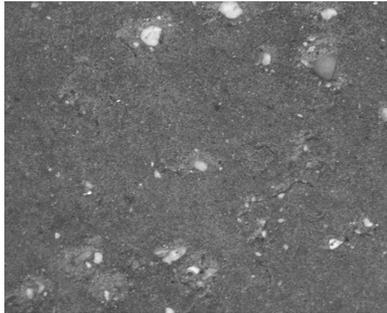


Abb. 5-33 Einsetzender Frostschaden mit Abwitterungen oberhalb der Zuschlagkörner

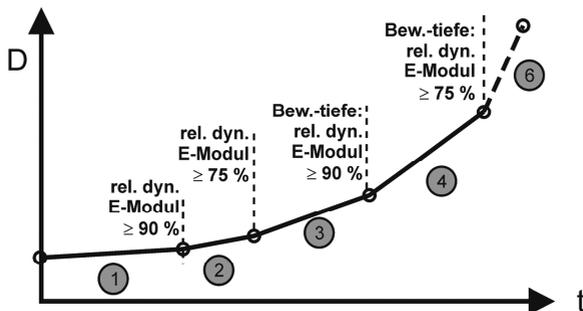


Abb. 5-34 Zeitliche Entwicklung des Schädigungsgrades D bei Frost-Angriff und Definition von Grenzzuständen nach [DAfStb 2011]

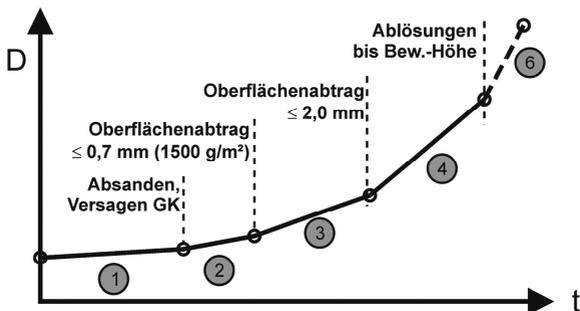


Abb. 5-35. Zeitliche Entwicklung des Schädigungsgrades D bei Frost-Tausalz-Angriff und Definition von Grenzzuständen nach [DAfStb 2011]

Tabelle 5-21 Zustandsklassen für Schäden des Betons infolge von Frost-Wechsel nach [DAfStb 2011]

Zustand	Beschreibung
1	keine Oberflächenschäden
2	Abnahme des dynamischen E-Moduls in 10 mm Tiefe > 10 %
3	Abnahme des dynamischen E-Moduls in 10 mm Tiefe > 25 %
4	Abnahme des dynamischen E-Moduls auf Bewehrungshöhe > 10 %
5	Abnahme des dynamischen E-Moduls bis 25 %
6	Abnahme des dynamischen E-Moduls auf Bewehrungshöhe > 25 %

Tabelle 5-22 Zustandsklassen für Schäden des Betons infolge von Frost-Tausalz-Angriffs nach [DAfStb 2011]

Zustand	Beschreibung
1	keine Oberflächenschäden
2	oberflächiges Absanden / Ablösen / Versagen von GK
3	Oberflächenabtrag > 0,7 mm (ca. 1500 g/m ² Masseverminderung)
4	Oberflächenabtrag > 2,0 mm; oberflächennahe, schalenförmige Betonabsprengungen
5	fortschreitender Oberflächenabtrag und verstärkte Betonabplatzungen
6	Schalenförmige Betonabsprengungen bis zur Bewehrungslage (Bewehrung liegt frei)

Nach [DIN 1045-1:2008] wird der Nachweis eines ausreichenden Frost-Widerstandes durch das Einhalten einer Mindestdruckfestigkeitsklasse, eines maximal zulässigen Wasser-Bindemittel-Wertes, eines Mindestzementgehaltes und eines Mindestluftporengehaltes erbracht. Lediglich für die Gesteinskörnungen wird ein Nachweis des Frostwiderstandes durch Laboruntersuchungen gefordert. Da jedoch dieses deskriptive Vorgehen nur bedingt Rückschlüsse auf das tatsächliche Verhalten von Betonbauteilen unter Frost-Tau-Wechsel-Beanspruchung zulässt, werden z. B. nach [BAW 2004] Laborversuche als Eignungsprüfung empfohlen.

Diese vergleichende Prüfung des Frost- bzw. Frost-Tausalz-Widerstandes ist in der Fachöffentlichkeit anerkanntes Verfahren und besitzt aufgrund der hohen Wiederholpräzision eine ausreichende Trennschärfe (siehe [BAW 2004]). In [DAfStb 2010b] werden Hinweise auf mögliche Abnahmekriterien entsprechend

den objektspezifischen Randbedingungen gegeben, wobei die Forschung hierzu noch nicht abgeschlossen ist. In diesem Zusammenhang muss beachtet werden, dass der Frostwiderstand z. B. vom Betonalter zum Zeitpunkt der Prüfung, den Einbaubedingungen und den Vorschädigungen abhängig ist. Eine Bewertung bereits bewitterter Betonoberflächen erfordert weitergehende Überlegungen.

5.4.2 Frost-Angriff

Der Frost-Angriff kann nach [FIB MCSL 2006] als Grenzzustandsgleichung mit

$$p_f = p\{S_{cr} - S(t) < 0\} \quad (5.41)$$

mit: S_{cr} kritischer Wassersättigungsgrad
 $S(t)$ Wassersättigungsgrad des Betons zum Zeitpunkt t nach Gl. (5.42)

in Anlehnung an [Fagerlund 2004] beschrieben werden. Eine Grenzzustandsüberschreitung liegt vor, sobald der Wassersättigungsgrad des Betons den kritischen Wassersättigungsgrad erreicht oder überschreitet.

Der kritische Wassersättigungsgrad wird aus Laborversuchen abgeleitet, bei denen ein Betonprobekörper mit definierten Abmessungen und jeweils unterschiedlichem Wassergehalt wiederholten Frost-Tau-Wechseln unterzogen wird. An den nun ggf. geschädigten Probekörpern wird der dynamische E-Modul bestimmt und auf den dynamischen E-Modul vor Versuchsbeginn bezogen. Der kritische Wassersättigungsgrad, bei dessen Überschreitung eine durch den Abfall des dynamischen E-Moduls messbare Gefügeschädigung infolge Frost-Angriff eintritt, lässt sich aus der grafischen Darstellung der Versuchsergebnisse entsprechend **Abb. 5-36** ablesen.

Der Wassersättigungsgrad des Betons zu einem definierten Zeitpunkt kann nach [FIB MCSL 2006] entsprechend

$$S(t) = S_n + b \cdot t_{eq}^c \quad (5.42)$$

mit: S_n Sättigungsgrad im Knickpunkt
 t_{eq} äquivalente Auslagerungszeit nach **Tabelle 5-23**
 b materialabhängiger Regressionsparameter
 c materialabhängiger Regressionsparameter

aus zwei additiven Anteilen bestimmt werden. Der erste Anteil beschreibt den Sättigungsgrad bei vollständiger Wassersättigung der Kapillarporen. Im Rahmen eines kapillaren Saugversuches zeigt sich zunächst eine schnelle kapillare Wasseraufnahme. Sobald die Kapillarporen vollständig wassergesättigt sind, erfolgt die weitergehende Wassersättigung ausschließlich durch das Verdrängen isolierter Luft-

blasen in den Poren, was durch eine stark verlangsamte, aber noch steigende Absorptionsrate in der grafischen Darstellung der Versuchsergebnisse des kapillaren Saugversuches sichtbar wird (siehe **Abb. 5-37**).

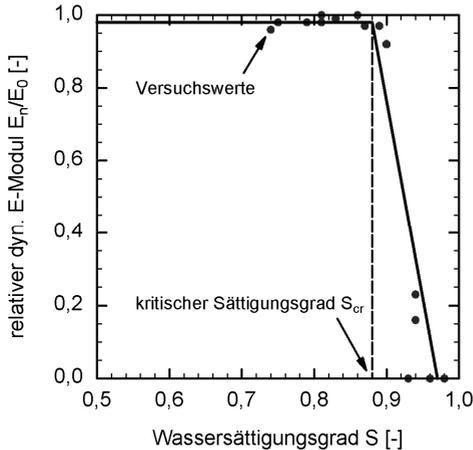


Abb. 5-36 Exemplarische Bestimmung des kritischen Wassersättigungsgrads nach [FIB MCSL 2006]

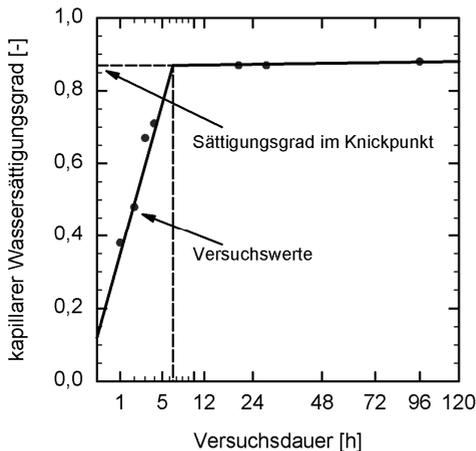


Abb. 5-37 Exemplarische Bestimmung des Wassersättigungsgrads durch einen kapillaren Saugversuch nach [FIB MCSL 2006]

Diese Zunahme wird durch den zweiten Anteil in Gl. (5.42) beschrieben. Während der erste Anteil im Wesentlichen abhängig ist vom oberflächennahen Porensystem des Betonkörpers, so ist der zweite Anteil zusätzlich abhängig von der Dauer der Feuchtigkeitsbeaufschlagung. Mit Ausnahme von Bauteilen, die ganzjährig wasserbedeckt sind, unterliegen typische Oberflächen von Außenbauteilen einer wechselnden Feuchtebeaufschlagung. In **Tabelle 5-23** sind Anhaltswerte für äquivalente Auslagerungsdauern nach [FIB MCSL 2006] bei unterschiedlichen Expositionen zusammengestellt.

Sowohl der kritische als auch der zu einem definierten Zeitpunkt vorhandene Wassersättigungsgrad, unterliegt statistischen Schwankungen bzw. deren Quantifizierung ist mit erheblichen Unsicherheiten behaftet. Daher ist es notwendig, die Eingangswerte der Grenzzustandsgleichung (siehe Gl. (5.41)) statistisch verteilt anzunehmen. [FIB MCSL 2006] enthält hierzu jedoch keine weitergehenden Angaben.

Tabelle 5-23 Anhaltswerte für die äquivalente Auslagerungsdauer nach [FIB MCSL 2006]

Exposition	Auslagerung	Bemerkung
Flächen unter Wasser	Lebensdauer	konst. Wasserbeaufschlagung, keine Austrocknung
horizontale Fläche	4 Monate	frei bewitterte Oberfläche
vertikale Fläche	1 Woche	frei bewitterte Oberfläche

5.4.3 Frost-Tausalz-Angriff

Der Frost-Tausalz-Angriff kann in ähnlicher Weise wie der Frost-Angriff nach [FIB MCSL 2006] in Form einer Grenzzustandsgleichung durch

$$p_f = p\{T(t) - T_{cr}(t) < 0\} \quad (5.43)$$

mit: $T(t)$ Temperatur des Betons zum Zeitpunkt t
 $T_{cr}(t)$ kritische Temperatur des Betons zum Zeitpunkt t

beschrieben werden. Eine Grenzzustandsüberschreitung liegt vor, sobald zu einem definierten Zeitpunkt die aktuelle Oberflächentemperatur des Betons eine kritische Temperatur unterschreitet, bei der von dem Ablösen oberflächennaher Betonschichten ausgegangen werden muss. Die kritische Temperatur ist u. a. abhängig vom Chlorid- und Feuchtegehalt der randnahen Betonschichten und muss objektspezifisch, ggf. auf Basis von Laborversuchen, festgelegt werden (siehe auch [FIB MC 2010b und Gehlen 2011]).

5.4.4 Auswirkungen eines Frost- bzw. Frost-Tausalz-Angriffes

Frostschäden verursachen häufig eine langsame Abwitterung des Feinmörtels an der Oberfläche, eine Lockerung des Gefüges in oberflächennahen Bereichen und Absprengungen oberhalb oberflächennaher Gesteinskörner. Hierdurch ergeben sich i. d. R. keine Sicherheitsdefizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit, jedoch kann die Gebrauchstauglichkeit bei bestimmter Nutzung (siehe z. B. Reinigungsaufwand bei repräsentativen Gebäuden) eingeschränkt sein.

Darüber hinaus können diese äußerlichen Erscheinungen eines Frost- bzw. Frost-Tausalz-Angriffes als Indiz für eine innere Schädigung aufgefasst werden, die zu größeren Abplatzungen, einer inneren Gefügeschädigung und einem vollständigen Zerfall führen kann. Der Literaturzusammenstellung in [Strauss 2008] ist zu entnehmen, dass teilweise eine Reduktion der Betondruckfestigkeit um bis zu 35 % in Versuchen feststellbar ist und die Reduktion des Mittelwertes der Betondruckfestigkeit bei einer ausgeprägten Frostschädigung mit

$$f_{c,dam} = 0,96 \cdot f_{c,0} - 9 \quad (5.44)$$

mit: $f_{c,dam}$ Druckfestigkeit nach ausgeprägter Frostschädigung in $[\text{MN}/\text{m}^2]$
 $f_{c,0}$ Druckfestigkeit vor einer Frostschädigung in $[\text{MN}/\text{m}^2]$

quantifiziert werden kann. In **Abb. 5-38** ist der Zusammenhang grafisch dargestellt.

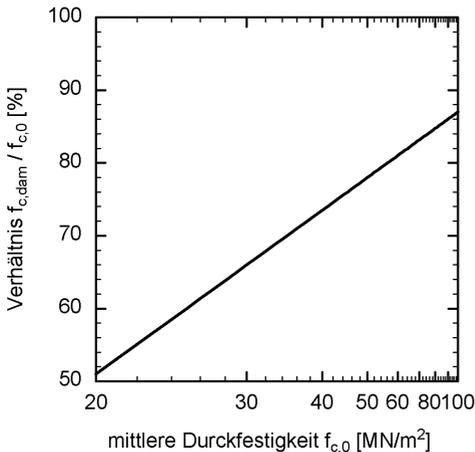


Abb. 5-38 Betonrestdruckfestigkeit nach ausgeprägter Frostschädigung in Abhängigkeit der mittleren Ausgangsdruckfestigkeit

Hieraus ist zu erkennen, dass die Reduktion der Betondruckfestigkeit infolge ausgeprägter Frostschädigung erwartungsgemäß bei geringeren Ausgangsdruckfestigkeiten des Betons größer bewertet wird, da der Porenraum bei höherfesten Betonen insgesamt kleiner und somit der schädigende Expansionsdruck bei vollständiger Wassersättigung des Porenraums geringer ist.

Da die Zugfestigkeit des Betons wesentlich empfindlicher als die Betondruckfestigkeit auf eine Gefügeschädigung reagiert, kann der nach [DIN 1045-1:2008] gültige Zusammenhang zwischen Betondruck- und Betonzugfestigkeit nach

$$\begin{aligned} f_{ctm} &= 0,30 \cdot (f_c - 8)^{2/3} && \text{bis C50/60} \\ f_{ctm} &= 2,12 \cdot (1 + f_c / 10)^{2/3} && \text{ab C55/67} \end{aligned} \quad (5.45)$$

bei einer ausgeprägten Frostschädigung nicht angewendet werden. Nach [Sustainable Bridges 2007] kann ersatzweise der Ansatz

$$f_{ctm,dam} = 0,027 \cdot f_c^{1,197} \quad (5.46)$$

genutzt werden. Aus dem in **Abb. 5-39** dargestellten Verhältniswert der Betonzugfestigkeiten nach Gl. (5.45) und (5.46) ist zu erkennen, dass im Bereich niederfester Betone eine zusätzliche Abminderung der Betonzugfestigkeit um ca. 40 % vorgesehen ist. Mit diesem Zusammenhang ist es ebenfalls möglich, Zugfestigkeiten aus den verhältnismäßig einfach am Bauwerk zu ermittelnden Betondruckfestigkeiten (auch nach einer ausgeprägten Frostschädigung) herzuleiten.

Die Verbundfestigkeit reduziert sich nach [Strauss 2008] bei ausgeprägter Frostschädigung um bis zu 50 % (gerippter Betonstahl) bzw. um bis zu 90 % (glatter Betonstahl).

Die vorausgegangenen Betrachtungen machen deutlich, dass der Frost- bzw. Frost-Tausalz-Angriff derzeit nur in Verbindung mit objektspezifischen Einzelkonzepten in Verbindung mit Laboruntersuchungen erfasst werden kann, da die verfügbaren Ansätze die an der betrachteten Bauteiloberfläche vorhandenen Temperaturbeanspruchung, die zu erwartenden Abkühl- und Auftauraten und den mittleren Feuchtezustand bzw. die Trocknungsperioden nicht berücksichtigen. Eine zeitabhängige Beschreibung des Angriffes und dessen Auswirkung ist somit in dieser Form nicht möglich. Das Fehlen zeitabhängiger Ansätze zur Beschreibung der Auswirkungen eines Frost- bzw. Frost-Tausalz-Angriffes kann jedoch in ähnlicher Weise wie in Abschnitt 5.3.4.4 kompensiert werden.

Erfahrungsgemäß treten Frost- bzw. Frost-Tausalz-Schäden an Außenbauteilen bei den für Deutschland typischen, klimatischen Verhältnissen innerhalb der ersten

fünf bis zehn Jahre nach der Errichtung auf. Sind an einem Bestandsbauwerk nach entsprechender Auslagerungsdauer keine Frostschäden aufgetreten, so ist davon auszugehen, dass dauerhaft eine ausreichende Beständigkeit gegenüber einem Frost- bzw. Frost-Tausalz-Angriff vorliegt. Andernfalls können im Rahmen der rechnerischen Zuverlässigkeitsanalysen die möglichen Schädigungen (z. B. die Verminderung der Betondruckfestigkeit) unmittelbar bei der Modellierung mit dem in dem betrachteten Zeitintervall zu erwartenden Maximalwert berücksichtigt werden (siehe auch **Tabelle 5-24** aus [Braml 2010] in Anlehnung an [BMVBS 2007]).

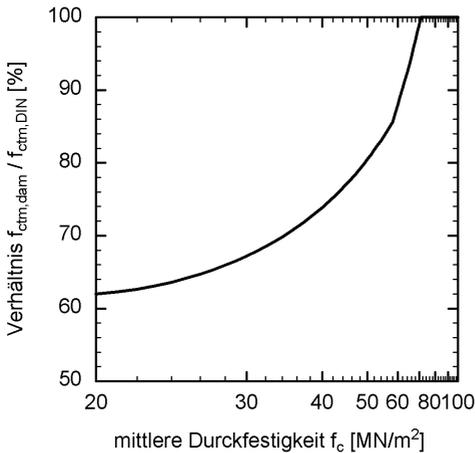


Abb. 5-39 Betonrestzugfestigkeit nach ausgeprägter Frostschädigung in Abhängigkeit der mittleren Restdruckfestigkeit

Der ingenieurmäßige Ansatz der Betonquerschnittsverminderung infolge von Abplatzungen ist als Konstante anzunehmen. Alternativ sollte bei ausgeprägten Schädigungen bzw. fehlender Kenntnisse über die Schädigungstiefe der Querschnittsverminderung bis in Höhe der Bewehrungsebene angenommen werden.

In **Tabelle 5-25** sind die beschriebenen Festlegungen zur Berücksichtigung der Auswirkung eines Frost- bzw. Frost-Tausalz-Angriffes zusammengefasst.

Tabelle 5-24 Stochastische Annahmen in Abhängigkeit definierter Schadensausprägungen bei Betonschäden aus [Braml 2010]

Merkmal	Bewertung	Variable	σ	V
Abplatzungen in der Druckzone	keine	d	ND	5 mm -
	geringfügig	$d - \Delta d_{dam}$	ND	10 mm -
	vereinzelt	$d - \Delta d_{dam}$	ND	10 mm -
	ausgeprägt	$d - \Delta d_{dam}$	ND	15 mm -
	stark	$d - \Delta d_{dam}$	ND	20 mm -
Druckfestigkeit des Betons	keine	f_c	logN	- 15 %
	geringfügig	f_c	logN	- 15 %
	vereinzelt	f_c	logN	- 15 %
	ausgeprägt	$0,96 f_c - 9$	logN	- 20 %
	stark	$0,96 f_c - 9$	logN	- 20 %

Tabelle 5-25 Stochastische Annahmen zur Auswirkung eines Frost- bzw. Frost-Tausalz-Angriffes

Merkmal	Rechnerischer Ansatz
Betondruckfestigkeit	Bauteil ohne visuell erkennbarer Schädigung: → Ansatz ohne Schädigung
	Bauteil mit visuell erkennbarer Schädigung: → $f_{c,dam} = 0,96 \cdot f_{c,0} - 9$ und $V_{dam} = 1,3 \cdot V_0$ (siehe auch Abb. 5-38)
Betonzugfestigkeit	Bauteil ohne visuell erkennbarer Schädigung: → Ansatz ohne Schädigung
	Bauteil mit visuell erkennbarer Schädigung: → $f_{ctm,dam} = 0,027 \cdot f_c^{1,197}$ und $V_{dam} = 1,5 \cdot V_0$ (siehe auch Abb. 5-39)
Verbundfestigkeit	Bauteil ohne visuell erkennbarer Schädigung: → Ansatz ohne Schädigung
	Bauteil mit visuell erkennbarer Schädigung: → 50 % (gerippter Betonstahl) und $V_{dam} = V_0$ → 90 % (glatter Betonstahl) und $V_{dam} = V_0$
Abplatzungen Betondruckzone	Bauteil mit visuell erkennbarer Schädigung: → Abminderung d_{dam} nach örtlicher Feststellung mit d_{dam} (Konstante) → maximal: $d_{dam} = c_{nom}$ (Konstante)

5.4.5 Einfluss von Rissen

In den Rissflanken eines gerissenen Stahlbetonbauteils ist zwar mit einer höheren Wassersättigung zu rechnen, die zu lokalen Abplatzungen an den Rissufern führen kann, jedoch zeigen sich allgemein bei einem frostsicheren Beton keine Auswirkungen auf die Gesamtoberfläche.

5.5 Interaktion der Schädigungsmechanismen

5.5.1 Allgemeines

Bei den vorausgehenden Betrachtungen wurde unterstellt, dass der jeweils thematisierte Schädigungsmechanismus isoliert, d. h. ohne Interaktion mit einem weiteren bzw. mehreren Schädigungsmechanismen, auftritt. Häufig ist jedoch an bestehenden Bauwerken festzustellen, dass der Erhaltungszustand einer Betonoberfläche durch mehrere gleichzeitig bzw. aufeinanderfolgend wirkende Schädigungsmechanismen beeinflusst wird.

Die Versagenswahrscheinlichkeit in Abhängigkeit mehrerer Schädigungsmechanismen kann auf Basis von Fehlerbaumanalysen (siehe auch [Müller 2011]) durch die in Abschnitt 3.4 beschriebenen Zusammenhänge für Serien- bzw. Parallelsysteme bestimmt werden. Zusätzlich muss jedoch beachtet werden, dass durch die mit dem einzelnen Schädigungsprozess einhergehenden Veränderungen der Werkstoffeigenschaften ebenfalls der Schädigungsfortschritt infolge anderer Schädigungsmechanismen beeinflusst wird.

Nachfolgend wird die Interaktion der Schädigungsmechanismen für häufig auftretende Schädigungsarten (siehe Abschnitt 5.1), aufbauend auf der Zusammenstellung in [Müller 2011], beschrieben.

5.5.2 Carbonatisierung und Chlorideintrag

Die Carbonatisierung führt zu einer Veränderung der physikalischen, chemischen und mechanischen Eigenschaften des Zementsteins. Wesentlich ist hierbei die Umwandlung von Calciumhydroxid in Calciumcarbonat, die bei Portlandzementbetonen mit einer Volumenzunahme des Zementsteins um ca. 10 % verbunden ist. Hierdurch reduziert sich die Porosität (d. h. das Verhältnis von Hohlraumvolumen zu Gesamtvolumen) des Zementsteins, wodurch z. B. Diffusionsprozesse wesentlich verlangsamt werden (siehe auch Abschnitt 5.3.2). Ergänzend wird in [Müller 2011] jedoch darauf hingewiesen, dass bei Betonen aus Hochofenzement die Abnahme der Kappillarporosität mit steigendem Hüttensandgehalt abnimmt und gleichzeitig eine

Verschiebung in der Porengrößenverteilung zu größeren Poren eintritt. Infolge dieser Effekte kann die Porosität bei hüttensandreichen Zementen zunehmen.

Wird eine Betonoberfläche nach erfolgter Carbonatisierung der Betonrandzone mit Chloriden beaufschlagt, so wird die Migrationsgeschwindigkeit der Chloride mit Ausnahme bei Betonen mit großem Hüttensandanteil entsprechend reduziert. Anders als bei dem nicht carbonatisierten Zementstein können die eingedrungenen Chloridionen jedoch nicht fest gebunden werden. Dies ist darauf zurückzuführen, dass Chloride teilweise in nicht carbonatisiertem Zementstein kristallchemisch gebunden werden können (d. h. Bildung des Friedel'schen Salzes, siehe Abschnitt 5.3.3), bei Zufuhr von Calciumhydroxid diese Bindung jedoch nicht stabil ist. In der Folge ergeben sich bei zuvor carbonatisiertem Beton innerhalb eines definierten Zeitraumes größere Konzentrationen freier (d. h. korrosionsauslösender) Chloridionen, obwohl einzelne Chloridionen nur verlangsamt in den Beton eindringen können (siehe auch [Müller 2011]).

Sind demgegenüber Chloride bereits in einen nicht carbonatisierten Beton eingedrungen und erfolgt im Anschluss die Carbonatisierung, so werden die bis zu diesem Zeitpunkt gebundenen Chloridionen freigesetzt. Hierdurch kommt es zu einer sprunghaften Erhöhung der für den Korrosionsprozess maßgebenden Chloridkonzentration.

Zusammenfassend kann auf Basis der vorausgehenden Betrachtung festgestellt werden, dass die Carbonatisierung des Betons die Wahrscheinlichkeit einer chloridinduzierten Bewehrungskorrosion deutlich erhöht.

5.5.3 Carbonatisierung und Frost-Angriff

Entsprechend vorausgehender Ausführungen, führt die Carbonatisierung mit Ausnahme bei Betonen mit großem Hüttensandanteil zu einer Reduktion der Porosität und somit zu einer Zunahme der Dichte und der Frostbeständigkeit. Hat jedoch bereits eine innere Schädigung des Betongefüges infolge eines Frost-Angriffes stattgefunden, so kann sich zumindest in der Betonrandzone das Fortschreiten der Carbonatisierungsfrent beschleunigen.

5.5.4 Frost-Tausalz-Angriff und Bewehrungskorrosion

Die Wirkung von Chloriden auf den Frostwiderstand wurde in Abschnitt 5.4.3 thematisiert. Tritt durch den Frost-Tausalz-Angriff eine Gefügeschädigung ein, so erhöht sich die Wahrscheinlichkeit einer chloridinduzierten Bewehrungskorrosion deutlich.

5.5.5 Bewertung und Erfassung der Interaktion

Aufbauend auf den vorausgegangenen Betrachtungen sind in **Tabelle 5-26** die Interaktion einzelner Schädigungsmechanismen vereinfachend dargestellt.

Tabelle 5-26 Schematische Beurteilung der Interaktion der Schädigungsmechanismen

Einfluss einer „Schädigung“ aus:	Auswirkung ¹⁾			
	(A)	(B)	(C)	(D)
(A) Carbonatisierung	entfällt	-	+ ²⁾	+ ²⁾
(B) Chlorideintrag	0	entfällt	entfällt	-
(C) Frost-Angriff	-	-	entfällt	entfällt
(D) Frost-Tausalz-Angriff	-	-	entfällt	entfällt

¹⁾ Legende: + / - → verlangsamt bzw. beschleunigt Schädigungsprozess, 0 → ohne Einfluss

²⁾ Ausnahmen möglich bei hüttensandreichen Betonen

Aus der Zusammenstellung wird deutlich, dass sich die einzelnen Schädigungsmechanismen in der Interaktion mehrheitlich hinsichtlich ihrer Schadenswirkung verstärken und diese Effekte folglich bei der Bewertung berücksichtigt werden müssen. Im Rahmen der vorangestellten Grenzzustandsbetrachtungen wird die Interaktion nachfolgend entsprechend **Tabelle 5-27** berücksichtigt.

Die einzelnen Ansätze ergeben sich aus den Überlegungen:

- Einleitungsphase der carbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion: Wenn eine Gefügauflockerung durch einen Frost- bzw. Frost-Tausalz-Angriff eintritt, ergibt sich eine erhöhte Carbonatisierungsgeschwindigkeit innerhalb der betroffenen Schicht. Vereinfachend kann die Gefügauflockerung innerhalb der Grenzzustandsbetrachtung durch eine Reduktion der Betonüberdeckung in Anlehnung an **Tabelle 5-25** berücksichtigt werden. Der ingenieurmäßige Ansatz der Verminderung der Betonüberdeckung ist als Konstante anzunehmen. Alternativ sollte bei ausgeprägten Schädigungen bzw. fehlender Kenntnisse über die Schädigungstiefe der Querschnittsverminderung bis in Höhe der Bewehrungsebene angenommen werden, so dass von einem Ende der Einleitungsphase der carbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion auszugehen ist.
- Einleitungsphase der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion: Die Carbonatisierung der Betonrandzone führt zu einer Freisetzung der im Beton gebundenen Chloride. Innerhalb des Ansatzes nach Abschnitt 5.3.3 wird die carbonatisierungsbedingte Veränderung der Chloridbindekapazität bereits berücksichtigt,

so dass eine Anpassung des Modells nicht notwendig ist.

Die Auswirkung eines Frost- bzw. Frost-Tausalz-Angriff kann entsprechend der Vorgehensweise bei der carbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion berücksichtigt werden.

- Frost- bzw. Frost-Tausalz-Angriff: Die Wirkung der Carbonatisierung auf die Dichtheit des Gefüges wird durch die labortechnischen Versuche nach Abschnitt 5.4 berücksichtigt, so dass eine weitergehende Modellanpassung nicht notwendig ist.

Tabelle 5-27 Stochastische Annahmen zur Auswirkung der Interaktion der Schädigungsmechanismen

Grenzzustand	Rechnerischer Ansatz
Einleitungsphase der carbonatisierungsind. Bewehrungskorrosion	Gefügeschädigung durch Frost- bzw. Frost-Tausalz-Angriff innerhalb einer Tiefe d_{dam} (nach örtlicher Feststellung): → Abminderung Betonüberdeckung: $d_{e,dam} = d_e - d_{dam}$ mit d_{dam} (Konstante) → maximal: $d_{dam} = d_e$ (Konstante), d. h. Ende der Einleitungsphase
Einleitungsphase der chloridind. Bewehrungskorrosion	Carbonatisierung des Betons: → keine Anpassung erforderlich Gefügeschädigung durch Frost- bzw. Frost-Tausalz-Angriff siehe Einleitungsphase der carbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion
Frost- bzw. Frost-Tausalz-Angriff	→ keine Anpassung erforderlich

5.6 Schlussfolgerungen

Insbesondere in Abschnitt 3 wurde deutlich, dass der Aspekt der Dauerhaftigkeit eine zentrale Bedeutung für die Bewertung von Tragsystemen hat, da die Dauerhaftigkeit die Anforderungen hinsichtlich einer ausreichenden Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit auf eine bauwerksspezifisch definierte Nutzungsdauer erweitert. Die Betrachtungen in Abschnitt 5 bilden daher ein wesentliches Modul innerhalb des zuverlässigkeitsorientierten Bewertungskonzeptes für bestehende Bauwerke.

In diesem Abschnitt wurden unterschiedliche Modelle zur Beschreibung der Dauerhaftigkeit zusammengestellt, die eine Erfassung der zeitlichen Entwicklung

der Zustandsveränderung von Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen infolge von Schädigungsprozessen ermöglichen. Die Modelle können zur Formulierung sowohl von Grenzzuständen als auch Ersatzgrenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit angewendet werden.

Aufgrund ihrer baupraktischen Bedeutung wurden die Einleitungs- und Schädigungsphase der carbonatisierungsinduzierten bzw. chloridinduzierten Bewehrungskorrosion und der Frost- bzw. Frost-Tausalz-Angriff thematisiert. In Teilbereichen ergab die Literaturlauswertung, dass einzelne Ansätze zur Beschreibung des Schädigungsfortschrittes bzw. der Auswirkungen der Schädigung als noch nicht abschließend entwickelt gelten. In den vorangestellten Abschnitten konnte jedoch jeweils belegt werden, dass für die Anwendung auf bestehende Bauwerke die teilweise noch bestehenden Defizite ausgeglichen werden können. Aufbauend auf diesen jeweils in den Zusammenfassungen der Themenblöcke im Wesentlichen auf Literaturstudien formulierten Ansätzen kann eine Bewertung bestehender Bauwerke hinsichtlich der Dauerhaftigkeit vorgenommen werden. Grundsätzlich gilt jedoch, dass innerhalb des hier entwickelten Konzeptes zur Bewertung bestehender Bauwerke neue, verbesserte Ansätze zur Beschreibung der Dauerhaftigkeit integriert werden können.

6 Erweiterte Kenntnisse zum Istzustand

6.1 Allgemeines

Bestehende Bauwerke offenbaren u. a. aufgrund ihres Baujahres eine charakteristische Zustandscharakteristik. Diese ist begründet durch die zum Zeitpunkt ihrer Errichtung gültigen Entwurfsnormen, dem angewendeten Herstellungsprozess, deren Nutzung und ihrer Exposition. Die Abhängigkeiten machen deutlich, dass die Bewertung bestehender Bauwerke nicht vor dem Hintergrund aktueller Entwurfsnormen erfolgen kann. Andererseits können in Abhängigkeit des Baujahres bestimmte Schwachstellen bzw. zwangsläufige Zustandsveränderungen einer Konstruktion bestimmt und für eine genauere Bewertung der Zuverlässigkeit gegenüber bestimmten Grenzzuständen angesetzt werden.

In den nachfolgenden Abschnitten werden die Aspekte aufgezeigt, aus denen Basisinformationen für eine Zustandsbewertung bestehender Bauwerke in Abhängigkeit des Baujahres hergeleitet werden können.

6.2 Entwurfsnormen und Herstellungsprozesse

6.2.1 Übersicht

Die normativen Vorgaben zum Entwurf und der Errichtung von Bauwerken unterliegen regelmäßigen Änderungen (siehe auch Abschnitt 2.2). Die wesentlichen Änderungen maßgebender Normen sind in Anhang G und H zusammengefasst. Werden die bemessungsrelevanten oder konstruktiven Anforderungen von einer Normengeneration in die andere erhöht, so kann indirekt angenommen werden, dass die vor Einführung der neuen Normen errichteten Bauwerke, diesbezüglich möglicherweise Schwachstellen aufweisen. Häufig sind vermehrt eingetretene Schadensfälle Auslöser für eine normative Änderung.

Allerdings muss bei der Übertragung dieser Änderungen das jeweilige Verhältnis zwischen Einwirkungs- und Bemessungsnorm berücksichtigt werden, aus dem sich das für ein Bauwerk realisierte Zuverlässigkeitsniveau ergibt. Dieser Aspekt wird besonders am Beispiel der Betriebsfestigkeitsnachweise im Brückenbau deutlich, die in zurückliegenden Jahrzehnten weitestgehend unbeachtet blieben. Allerdings waren die Bemessungslastansätze gegenüber den damaligen, realen Verkehrslasten deutlich überhöht, so dass wiederum eine gegenseitige Kompensation angenommen werden kann. Werden bestehende Bauwerke mit vergrößerten Einwirkungen nachgewiesen, so sind für die sich daraus ergebenden Schnittgrößen ebenfalls die

Betriebsfestigkeitsnachweise nach aktuellen Normen zu führen. Häufig werden dann jedoch rechnerisch Defizite identifiziert.

In Anhang G sind exemplarisch ausgewählte, normative Angaben für die Klassifizierung der Bauwerke baujahresspezifisch zusammengefasst. Allgemein kann davon ausgegangen werden, dass die Änderungen, die sich für einen bestimmten Bauwerkstyp ergeben haben, bekannt sind.

Weitere Abweichungen in den Ausführungen bestehender Bauwerke gegenüber Neubauwerken können hinsichtlich der konstruktiven Durchbildung festgestellt werden. Während aktuell als Betonstahlbewehrung gerippter Betonstahl bzw. Betonstahlmatten vorgesehen werden, wurden bis ca. dem Jahr 1952 in Deutschland ausschließlich glatte Betonstähe eingesetzt, die ein ungünstigeres Verbundverhalten aufweisen und zur Endverankerung des in der Bemessung unterstellten Bogen-Zugband-Modells Endhaken oder Schlaufen benötigen. Insgesamt ergeben sich bei dem Einsatz von glatter Betonstahlbewehrung ein ungünstigeres Riss- und Bruchverhalten (siehe **Abb. 6-1**).

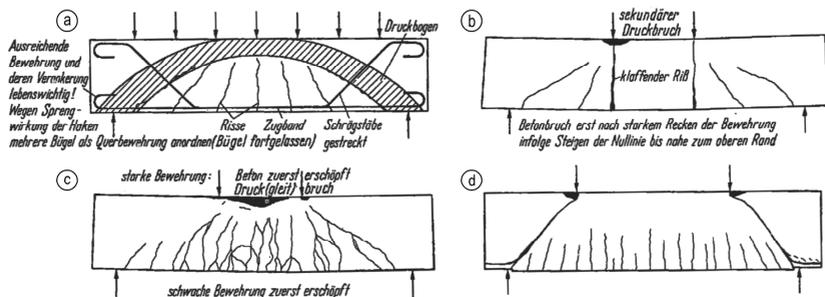


Abb. 6-1 Stahlbetonbalken mit Bogen-Zugband-Modell (a), bei Biegebruch mit glatterm Betonstahl (b) bzw. geripptem Betonstahl (c) und Schubbruch infolge Schrägzugspannungen bei Verankerungsbruch (d) aus [Franz 1964]

Bauaufsichtlich wurden glatte Betonstabstähe letztmalig in [DIN 1045:1988] vorgesehen. Die ab dem Jahr 1952 mit bauaufsichtlicher Zulassung eingeführten Betonrippenstähe weisen nach [Stauder 2012] eine um ca. 14 % größere, bezogene Rippenfläche gegenüber den aktuellen Vorgaben (Eingeführt bereits im Jahr 1986) auf, so dass sich ein vergleichbares Verbundverhalten ergibt.

Demgegenüber wurden die normativ geforderten Mindeststababstände von Betonstähen zur Sicherstellung einer ausreichenden Betonverdichtung bereits ab dem Jahr 1916 ähnlich den aktuellen Werten vorgeschrieben. Es muss jedoch davon ausgegangen werden, dass aufgrund fehlender Erfahrungen bzw. nur einge-

schränkter Qualitätssicherung in früheren Jahrzehnten zu kleine Stababstände (siehe z. B. **Abb. 6-2**) häufiger aufgetreten sind.



Abb. 6-2 Verdichtungsfehler aufgrund zu kleiner Stababstände

In Ergänzung zu Normen werden vermehrt seit ca. den 1950er Jahren durch Zulassungen die Nutzung bzw. die hierfür erforderlichen Eigenschaften bestimmter Baustoffe geregelt. Ähnlich der Entwicklung der Normen folgen die Zulassungsinhalte dem jeweils verfügbaren, technischen Kenntnisstand. Auch hieraus ergeben sich wichtige Anhaltspunkte über ein bestehendes Tragwerk, wie das Beispiel der Spannungsrissskorrosion zeigt. Wie bereits im Abschnitt 5.3.6.2 beschrieben, kann bei bestimmten Spannstahlsorten unerwartet und ohne Vorankündigung ein Versagen auftreten.

In [Lingemann 2010] sind zahlreiche Schadensbeispiele insbesondere aus dem Hochbau zusammengestellt. In **Tabelle 6-1** sind die auf Basis einzelner bauaufsichtlicher Zulassungen realisierten Produktionszeiträume der hinsichtlich Spannungsrissskorrosion als gefährdet geltenden Spannstahlsorten angegeben. Spannbetonbauwerke, deren Tragelemente mit den entsprechenden Spannstahlsorten ausgeführt wurden, sind gesondert zu begutachten. Bei Brückenbauwerken im Bereich der Bundesfernstraßen bzw. des Eisenbahnnetzes wird die Vorgehensweise durch [BMVBS 2011 und EBA 2009] im Detail geregelt (siehe auch Abschnitt 5.3.6).

In Westdeutschland wurden bis 1965 Spannstähle auf Kohlenstoffbasis vergütet. Diese Spannstähle gelten nach [BMVBS 2011] als stark gefährdet. Nach 1965 wurde der Kohlenstoffgehalt zu Gunsten des Chromgehaltes abgesenkt. Die auf dieser Basis hergestellten Spannstähle gelten als gefährdet. Ab 1978 konnte mit einem vom DIBt entwickelten Prüfverfahren die Empfindlichkeit von Spannstählen gegenüber Spannungsrissskorrosion überprüft werden. In der Folge wurden bestehende Zulassungen zurückgezogen und für entsprechend empfindliche

Spannstahlgüten nicht mehr erteilt. Spannstählen wurde nach 1978 ein wesentlich größerer Gehalt an Chrom zur Erhöhung des Korrosionswiderstandes zulegiert.

In Ostdeutschland fand 1982 eine Produktionsumstellung statt, die zu einer Verbesserung der Spannungsrissskorrosionsempfindlichkeit führen sollte. Nach [BMVBS 2011] gelten diese Spannstähle aufgrund fehlender Erfahrungen dennoch als stark gefährdet, wohingegen nach [EBA 2009] die Spannstähle als unbedenklich eingestuft werden.

In [EBA 2009] wird hinsichtlich der Einteilung von Spannbetonbauwerken auf Basis von Errichtungszeitpunkten davon ausgegangen, dass aufgrund eventuell gelagerter, später verbauter Spannstähle noch zwei Jahre nach einer Produktionsumstellung die nicht mehr zugelassenen Spannstahlgüten verwendet wurden.

Tabelle 6-1 Empfindliche Spannstahlgüten gegenüber Spannungsrissskorrosion

Produktion	Bezeichnung	Querschnittsform
1959 - 1965	Neptun-Spannstahl St 145/160 (ölschlussvergüteter Spannstahl) → stark gefährdet	rund oder oval
bis 1965	Sigma-Spannstahl St 145/160 (vergüteter Spannstahl) → stark gefährdet	rund oder oval
bis 1978	Sigma-Spannstahl St 145/160 (vergüteter Spannstahl, verbesserte Sorte) → gefährdet	oval
1960 - 1992	Hennigsdorfer Spannstahl St 140/160 (ölschlussvergüteter Spannstahl oder „HTMB-Stähle“ mit Hochtemperatur- Thermo-Mechanischer Behandlung) → stark gefährdet	rund oder oval

6.2.2 Dauerhaftigkeit von Betonbauteilen

In dem vorausgehenden Abschnitt wurde beschrieben, dass die normativen Regelungen zur Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken in den vergangenen Jahrzehnten kontinuierlich weiterentwickelt wurden. Dies ist auf ein verzögert gewonnenes Bewusstsein hinsichtlich der Gefährdung von Betonbauteilen unter bestimmten Expositionsbedingungen verbundenen und auf die mit den Schäden verbundenen Instandsetzungskosten zurückzuführen (siehe auch [Schießl 1976]).

Im Wesentlichen wurden Mindestanforderungen an die Betonrezeptur, Betonüberdeckungen und Qualitätsanforderungen und die Ausführung verändert. Der starke Bedeutungszuwachs des Themas Dauerhaftigkeit wird exemplarisch aus der in **Abb. 6-3** dargestellten, zeitlichen Entwicklung der Mindestanforderungen an die Betonüberdeckung deutlich (siehe auch **Tabelle 6-2** und **Tabelle 6-3**).

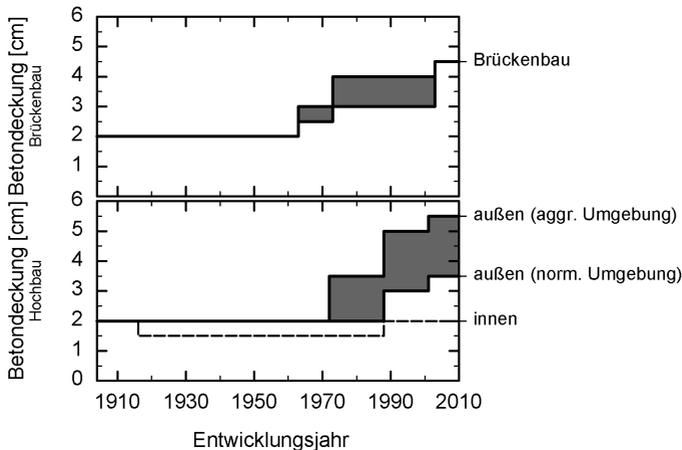


Abb. 6-3 Zeitliche Entwicklung der Vorgaben hinsichtlich der Betonüberdeckung des Bewehrungsstahls (Sonderregelungen siehe **Tabelle 6-2** und **Tabelle 6-3**)

Im Bereich des Hochbaus wurde bis ca. dem Jahr 1972 eine Betonüberdeckung (im Wesentlichen zur Sicherstellung des Verbundes) gefordert von 2,0 cm. Nach [DIN 1045-1:2008] sind aktuell Betonüberdeckungen von bis zu 5,5 cm bei aggressiven Umgebungsbedingungen (z. B. bei Möglichkeit der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion) vorgegeben. Mit dem vereinfachten Ansatz, dass das Eindringen von Chloriden durch das Wurzel-Zeit-Gesetz (siehe [Schießl 1976] und vgl. Abschnitt 5.3.3) beschrieben werden kann, ergibt sich aus der Differenz von 2,0 cm und 5,5 cm Betonüberdeckung eine ca. achtfache zeitliche Verzögerung der schädigenden Bewehrungskorrosion. Lediglich im Innenbereich von Bauwerken, bei denen aufgrund der Umgebungsbedingungen kein Risiko hinsichtlich der Bewehrungskorrosion besteht, wird nach [DIN 1045-1:2008] weiterhin eine Betonüberdeckung von 2,0 cm vorgesehen.

Aufgrund abweichender Erfahrungen wurde im Bereich des Straßenbrückenbaus die Betonüberdeckung bereits zwischen den Jahren 1963 und 1973 stufenweise von

2,0 cm auf 4,0 cm angehoben. Dies entspricht annähernd den heutigen Mindestanforderungen von 4,5 cm Betonüberdeckung.

Tabelle 6-2 Normative Maße der Betonüberdeckung nach DIN 1045 und DIN 4227 einschl. DAfStb-Richtlinien zwischen den Jahren 1904 bis 1988

Einführung	Allgemein		Platten		Hinweise
	innen	außen	innen	außen	
1904	10	10	10	10	
1907	20	20	10	10	
1916	15	20	10	10	
1925 und 1932	15	20	10	15	1) 2)
1943 und 1944	15	20	10	15	1) 2) 3)
1959	15	20	10	15	2) 3)
1972 und 1978	15	20	10	15	2) 3) 4)

1) Bei sehr großen Abmessungen (z. B. Schleusensohlen) und Brücken über Eisenbahnlinien mit Dampftrieb ist eine Überdeckung ≥ 40 mm vorgesehen

2) Sonderregelungen zum Schutz vor chemischen und mechanischen Einwirkungen

3) Sonderregelungen für Fertigteile

4) Für Betongüten kleiner Bn 250 bzw. B 25 ist die Betondeckung jeweils um 5 mm zu erhöhen; Sonderregelungen für besonders korrosionsgefährdete Oberflächen; zusätzlich gilt **Tabelle 6-3**

Tabelle 6-3 Mindestmaße der Betondeckung nach DIN 1045:1972 / 1978

Stabdurchmesser [mm]	≤ 12	≤ 18	≤ 22	≤ 28	> 28
Betondeckung [mm]	10	15	20	25	30

Die baupraktische Bedeutung der Erhöhung der Betondeckung wird aus der Analyse von Schadenshäufigkeiten an Brückenbauwerken in Abhängigkeit des Baujahres deutlich. Zur Veranschaulichung wurden die in [Zilch 2006] beschriebenen Schadensfälle an 125 Spannbetonbrückenüberbauten (Baujahre 1953 bis 1998, siehe **Abb. 6-4**) statisch analysiert und die Ergebnisse in **Abb. 6-5** dargestellt.

Aus den Daten aus [Zilch 2006] in **Abb. 6-4** ist zu erkennen, dass die bezogene Häufigkeit von Betonabplatzungen und freiliegender Bewehrung bei Brückenkonstruktionen mit einem Baujahr nach dem Jahr 1973 deutlich abnimmt. Bei der Auswertung kann jedoch für Brücken mit Baujahren nach dem Jahr 1985 eine Tendenz zu einer geringeren Schadensanfälligkeit noch nicht bestätigt werden, da der Korrosionsprozess hier erfahrungsgemäß noch nicht stattgefunden hat.

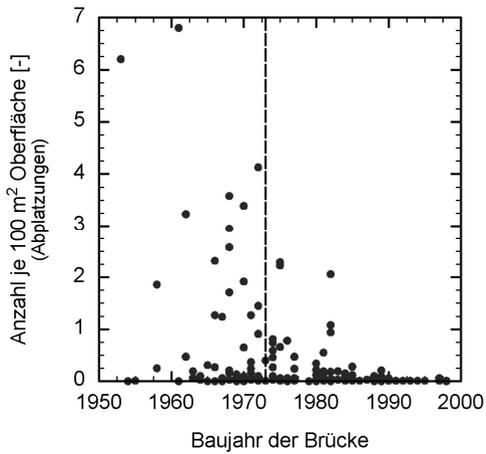


Abb. 6-4 Betonabplatzungen und freiliegende Bewehrung an Plattenbalken und Hohlkästen aus Spannbeton nach [Zilch 2006]

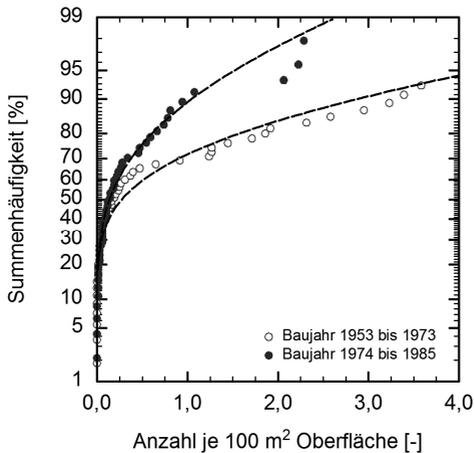


Abb. 6-5 Auswertung der Summenhäufigkeiten in Abhängigkeit des Baujahres mit Daten nach **Abb. 6-4**

Werden die insgesamt 125 Datenwerte in zwei Gruppen mit der Grenzbedingung des Erstellungsjahres vor bzw. nach 1973 eingeteilt, Daten nach dem Jahr 1985 nicht berücksichtigt und die Häufigkeit der Schadensintensität ausgewertet (siehe Auswertung in **Abb. 6-5**), so sind unterschiedliche Charakteristika festzustellen, die

auf zwei unabhängige Grundgesamtheiten schließen lassen. Die Auswertungsergebnisse sind als Beleg dafür zu sehen, dass in Abhängigkeit des Baujahres bestimmte Schwachstellen bzw. zwangsläufige Zustandsveränderungen einer Konstruktion bestimmt werden können.

Aus den ebenfalls [Zilch 2006] entnommenen Daten hinsichtlich den an 125 Spannbetonbrückenüberbauten festgestellten Kiesnestern und Hohlräumen, kann eine ähnliche Abhängigkeit zwischen Normenvorgabe und Schadenshäufigkeit statistisch hergeleitet werden (siehe **Abb. 6-6**).

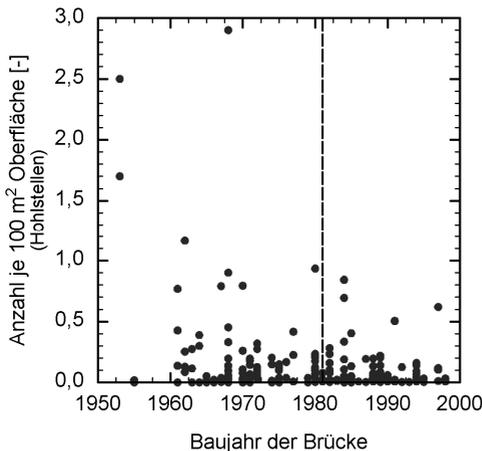


Abb. 6-6 Kiesnester und Hohlräume an Spannbetonbrücken nach [Zilch 2006]

Kiesnester und Hohlräume führen zu einer lokalen, jedoch ausgeprägten Einschränkung der Dauerhaftigkeit, da schädigende Substanzen in diesen Schadensbereichen ungehindert in das Bauteilinnere eindringen können. Wesentliche Ursache für das Auftreten dieses Schadensbildes ist eine ungenügende Verdichtung des Betons bei der Herstellung des Bauteils, die i. d. R. mit einem zu kleinen Arbeitsraum zwischen der in der Bauteilschalung liegenden Betonstahl- bzw. Spannstahlbewehrung zusammenhängt. Ab dem Jahr 1980 wurden zur Vermeidung dieses Problems Mindestquerschnittsabmessungen eingeführt, die zumindest tendenziell zu einer Reduktion von Kiesnestern und Hohlräumen geführt haben.

Abb. 6-7 stellt nach [Zilch 2006] die Häufigkeit bestimmter Rissbreiten an Spannbetonbrücken in Abhängigkeit des Baujahres dar. Deutlich zu erkennen ist, dass größere Rissbreiten deutlich häufiger bei älteren Bauwerken auftreten. Dies kann auf die normative Einführung und stufenweise Anhebung der Mindestbe-

wehrung zur Begrenzung der Rissbreiten und auf die ab dem Jahr 1966 vorgeschriebene Begrenzung der Betonzugspannungen zurückgeführt werden. Aufgrund der in [Zilch 2006] vorgegebenen Klassenbreiten, ist eine detailliertere Zuordnung der Entwicklung der Rissbreiten in Abhängigkeit normativer Regelungen nicht möglich.

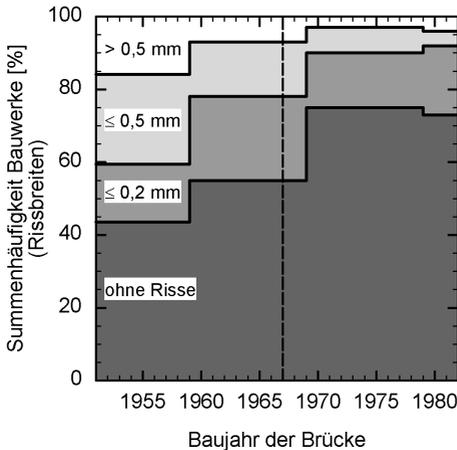


Abb. 6-7 Risse außerhalb von Koppelfugen an Spannbetonbrücken nach [Zilch 2006]

In **Abb. 6-8** sind abschließend die aus [Zilch 2006] entnommenen Angaben zur Schadhäufigkeit an Spanngliedern von Brückenüberbauten dargestellt.

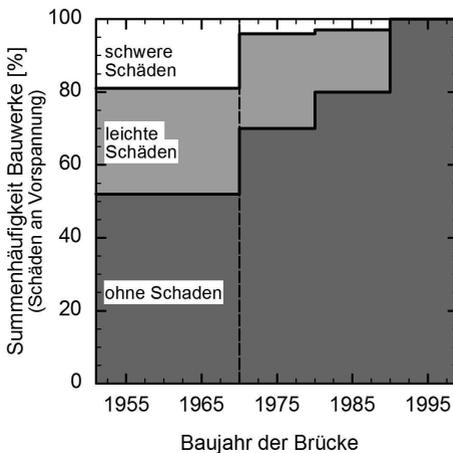


Abb. 6-8 Schäden an den Spanngliedern von Spannbetonbrücken nach [Zilch 2006]

Hieraus kann abgeleitet werden, dass ca. seit 1970 Schäden an der Spannbe-
wehrung deutlich seltener aufgetreten sind. Auch wenn die vorgegebenen Klassen-
breiten keine zeitlich präzisere Einschätzung erlauben, so kann doch vermutet
werden, dass die in den sechziger bzw. siebziger Jahren aus Erfahrungen vorge-
nommen Verbesserungen bei der Herstellung und die Einführung von Qualitäts-
sicherungssystemen wesentlich zur Schadensreduktion beigetragen haben.

Die in **Abb. 6-4** bis **Abb. 6-8** dargestellten Analysen auf Basis von Daten aus
[Zilch 2006] belegen somit eindeutig die Ableitbarkeit einer bestimmten Schadens-
anfälligkeit aus dem Baujahr einer Konstruktion und den bei der Errichtung gültigen
Normen.

6.2.3 Ansätze zur Bestimmung der Tragfähigkeit

Während die statisch-konstruktiven Vorgaben innerhalb von Normen häufigen
Änderungen unterliegen, so werden die Ansätze zur Quantifizierung der Tragfähig-
keit von Betonbauteilen nur selten modifiziert. Dies kann primär darauf zurückge-
führt werden, dass Normen für eine große Anzahl von Bauwerkstypen gleicher-
maßen gelten müssen und somit Normenänderungen aufgrund neuerer Forschungs-
erkenntnisse nur bedingt zu erwarten sind. Eine Anhebung der i. d. R. nur an
wenigen Versuchen kalibrierten Ansätze zur rechnerischen Beschreibung der Trag-
fähigkeit birgt zudem unter anderen Randbedingungen immer das Risiko einer
Überschätzung der Tragfähigkeit.

Ein aktuelles Beispiel für einen Tragfähigkeitsansatz mit dieser Problematik ist
die Querkraftbemessung. Der Literaturzusammenstellung in [Busse 2010] ist zu ent-
nehmen, dass derzeit vermehrt Forschungsaktivitäten stattfinden, die auf einen
Ersatz des in [DIN 1045-1:2008] verfolgten Bemessungsansatzes zielen. Die großen
Unsicherheiten bei der Anwendung dieses Modells werden auch durch die in
Anhang D dokumentierten und von verschiedenen Verfassern zur Anwendung emp-
fohlenen Modellunsicherheitsfaktoren deutlich (Wertebereich von ca. 0,9 bis 1,8).
[Busse 2010] ist zu entnehmen, dass insbesondere bei geringen, geometrischen
Bewehrungsgraden die Querkrafttragfähigkeit um den Faktor 2 bis 3 bei Betonbau-
teilen unterschätzt wird, wobei der Grad der Unterschätzung von den besonderen
Randbedingungen des Bauteils (z. B. Umlagerungsmöglichkeiten) abhängt. Hierbei
muss insbesondere beachtet werden, dass für die Modellentwicklung der rechne-
rischen Ansätze überwiegend Einfeldträger angenommen wurden, die gegenüber
den im Betonbau häufig genutzten Mehrfeldsystemen kaum Umlagerungsmöglich-
keiten aufweisen und folglich zu einer Unterschätzung dieser Konstruktion führen
müssen.

Insbesondere Brückenbauwerke sind regelmäßig als parabelförmig vorgespannte Durchlaufträgersysteme ausgeführt. Die sich bei diesen Systemen unter Lastbeanspruchung zwischen den Biegerissen ausbildenden Betondruckgewölbe tragen zusammen mit den Hängewerken der Spannglieder die einwirkenden Querkräfte ab (siehe **Abb. 6-9**). Eine zusätzliche Querkraftbewehrung ist erst dann erforderlich, wenn die einwirkenden Querkräfte den Widerstand dieses Tragmechanismus überschreiten. Sofern eine Querkraftbewehrung in Form von Bügeln vorhanden ist, bildet sich im Bruchzustand ein kombiniertes Bogen-Fachwerk-Modell aus. Weitere Hinweise sind hierzu auch in [Maurer 2011] zusammengefasst.

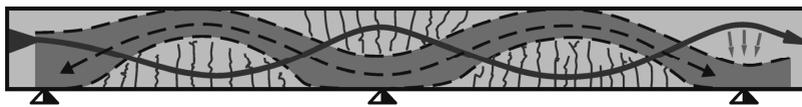


Abb. 6-9 Querkrafttragmodell für Spannbetondurchlaufträger nach [Leonhardt 1955]

Hinsichtlich der rechnerischen Bewertung bestehender Bauwerke sind die derzeit vorhandenen Unsicherheiten bei der Quantifizierung der Querkrafttragfähigkeit als besonders kritisch anzusehen, da die Querkraftbemessung bis zum Jahr 1972 für Betonbauwerke im ungerissenen Zustand (Zustand I) unter Annahme einer linearen Spannungsverteilung durchgeführt und i. d. R. nur eine konstruktive Mindestschubbewehrung (ab dem Jahr 1966 bauaufsichtlich vorgeschrieben, siehe Anhang G) vorgesehen wurde.

Bei derartigen Hauptspannungsberechnungen ist Schubbewehrung mit Ausnahme einer Mindestschubbewehrung nur dann erforderlich, wenn die Hauptzugspannungen im Schnitt eine normativ definierte Grenze überschreiten. Die ursprüngliche Auslegung der Konstruktion wurde jedoch häufig dahingehend vorgenommen, dass nur eine Mindestschubbewehrung vorzusehen war. Bei der Auslegung bestehender Bauwerke mit großen Bauhöhen (z. B. Hohlkastenbrücken) wurde teilweise darüber hinaus entsprechend der Schubspannungsverteilung eine Schubbewehrungsstaffelung über die Querschnittshöhe vorgesehen, die bei der Nachweisführung nach aktuellem Konzept nur begrenzt berücksichtigt werden kann. Folglich werden bei der Bewertung bestehender Bauwerke, die vor dem Jahr 1972 errichtet worden sind, häufig große, rechnerische Defizite festgestellt.

Unabhängig von der Frage der Eignung des Hauptspannungsnachweises für die Bestimmung der erforderlichen Schubbewehrung liefert der Nachweis die anschauliche Erklärung für das nur in Ausnahmefällen Auftreten von Schubrisen, da die Zugspannungen im Regelfall unterhalb der Betonzugfestigkeit liegen.

Auch die Ansätze zur Bestimmung der Biegetragfähigkeit wurden in diesem Zeitraum (ab dem Jahr 1972) grundlegend von einem n-behafteten zu einem n-freien Verfahren geändert. Im Gegensatz zur Fragestellung der Querkrafttragfähigkeit haben sich durch die Umstellung des Bemessungsverfahrens keine wesentlichen Änderungen für die Bewertung der Tragfähigkeit ergeben. Die Zusammenstellung der Modellunsicherheitsfaktoren zur Biegetragfähigkeit in Anhang D belegt erwartungsgemäß die Zuverlässigkeit der angewendeten Bemessungsverfahren.

6.3 Nutzungsabhängige Bemessungseinwirkungen

6.3.1 Allgemeines

Lasteinwirkungen werden in Abhängigkeit von Nutzungsklassen normativ festgelegt (siehe auch Zusammenstellung in Abschnitt 4.2). Gegenüber anderen normativen Festlegungen sind die Nutzungsklassen allgemein anerkannt und die zugeordneten Lastannahmen bei den Novellierungen der Einwirkungsnormen in den vergangenen Jahrzehnten nicht oder nur in geringem Umfang modifiziert worden (siehe auch [Bargmann 2008]). In Abschnitt 4.2.3 sind wesentliche Ansätze für Verkehrslasten zusammengestellt.

Ändert sich jedoch bei bestehenden Bauwerken die Art der Nutzung, so sind bei dem Nachweis einer ausreichenden Tragfähigkeit aktualisierte Lastansätze entsprechend der neuen Nutzung zugrunde zu legen. Hierbei sind auch die Grenzen des Bestandsschutzes nach Abschnitt 2.2 zu beachten.

Da Tragwerke im Bereich des Hochbaus i. d. R. für Verkehrsleichlasten bemessen werden, können die Auswirkungen von Laständerungen über Lastvergleiche beurteilt werden.

Demgegenüber sind in den vergangenen Jahrzehnten bei Straßenbrücken wesentliche Zuwächse für Fahrzeuglasten und der Fahrzeughäufigkeit festgestellt (siehe [Kaschner 2009]) worden. Gegenüber den Lastansätzen im Hochbau sind die Lastmodelle aufgrund des gleichzeitigen Ansatzes von Einzellastgruppen und Gleichlasten deutlich komplexer. In Abschnitt 6.3.2 werden Hilfsmittel erarbeitet, auf deren Basis dennoch verhältnismäßig einfach die Auswirkungen alternativer Lastansätze für bestehende Bauwerke beurteilt werden können.

Die den Hilfsmitteln zugrunde liegende Überlegung kann auf die Beurteilung von Hochbauwerken unter PKW- bzw. Gabelstaplerverkehr übertragen werden.

6.3.2 Verkehrslasten für Fahrzeugüberfahrten

In **Abb. 6-10** sind die in Deutschland durch die Straßenverkehrsordnung zugelassenen Fahrzeuggesamtgewichte bzw. zulässige Achslasten dargestellt und diesen die normativ vorgesehenen Lastmodelle gegenübergestellt.

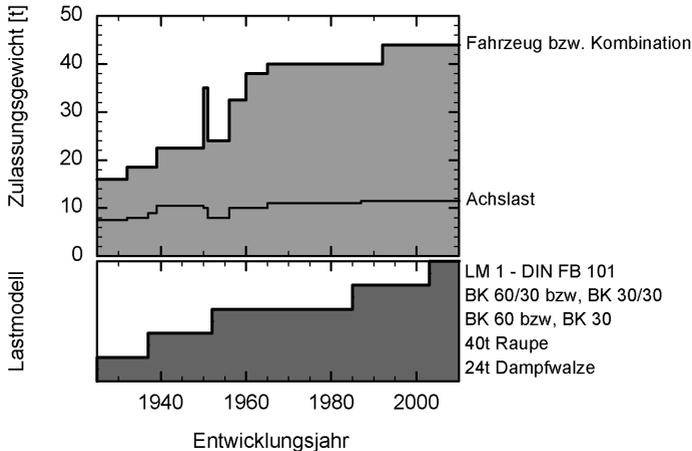


Abb. 6-10 Bemessungslasten und Entwicklung der zulässigen Gesamtgewichte bzw. Achslasten in Deutschland

Hieraus geht hervor, dass in den zurückliegenden 80 Jahren mindestens fünf Lastmodelle bauaufsichtlich eingeführt wurden, um die Bemessungslasten der Entwicklung der Zulassungsgewichte anzupassen.

Obwohl aktuell eine Vielzahl von Fahrzeugtypen im Straßenverkehr anzutreffen sind, hat Fahrzeugtyp 98 (siehe **Abb. 6-11**) am Gesamtstraßenschwerverkehr einen Anteil von ca. 60 % (siehe [Kaschner 2009]). Die in unterschiedlichen Regelwerken verwendete 44 t Fahrzeugkombination ist an den Fahrzeugtyp 98 angelehnt.



Abb. 6-11 Fahrzeugtyp 98 (links) und 44 t Fahrzeugkombination (rechts) nach [Kaschner 2009]

In **Abb. 6-12** ist die Verteilungsdichte der Lasten von Fahrzeugtyp 98 als bimodale Normalverteilungen (siehe auch Abschnitt 4.2.3) dargestellt. Das 95 %-Quantil der Einwirkung liegt bei ca. 430 kN (entspricht einem Gewicht von 44 t).

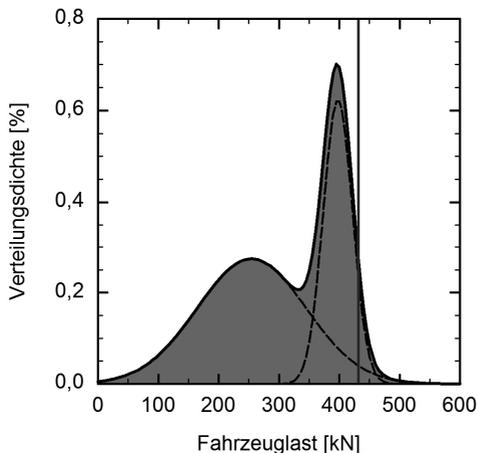


Abb. 6-12 Verteilungsdichte der Lasten des Fahrzeugtyp 98 nach [Kaschner 2009]

Die Achslast und –anordnung ist in **Tabelle 6-4** für Fahrzeugtyp 98 und zum Vergleich für die 44 t Fahrzeugkombination in **Tabelle 6-5** zusammengestellt. Demnach beträgt die größte Achslast nach [Kaschner 2009] ca. 28 % der Fahrzeuggesamtlast, was einer Einzelradlast von ca. 60 kN entspricht. Die Achslastgruppe umfasst insgesamt 51 % der Fahrzeuggesamtlast (d. h. Gesamtlast von ca. 220 kN).

Zum Vergleich sind in **Abb. 6-13** Ansätze für Achslasten von Gabelstaplern und PKWs dargestellt. Die Achslastverteilung bei Gabelstaplern nach [DN 1055-3] sieht eine maximale Achslast von 80 % bis 90 % der Gesamtlast vor. Bei PKWs ergibt sich nach [Schmidt 2010] eine maximaler Achslastanteil von 60 %.

Tabelle 6-4 Achslast und –anordnung bei Fahrzeugtyp 98 aus [Kaschner 2009]

	1	2	3	4	5	Rand
Abstand in Fahrtrichtung [m]	-	3,70	5,60	1,30	1,30	-
Anteil Achslast [%]	21	28	17	17	17	-

Tabelle 6-5 Achslast und –anordnung bei 44 t Fahrzeugkombination aus [Kaschner 2009]

	1	2	3	4	5	Rand
Abstand in Fahrtrichtung [m]	1,50	3,80	2,35	1,35	1,45	1,50
Achslast (charakteristisch) [kN]	60	110	90	90	90	-

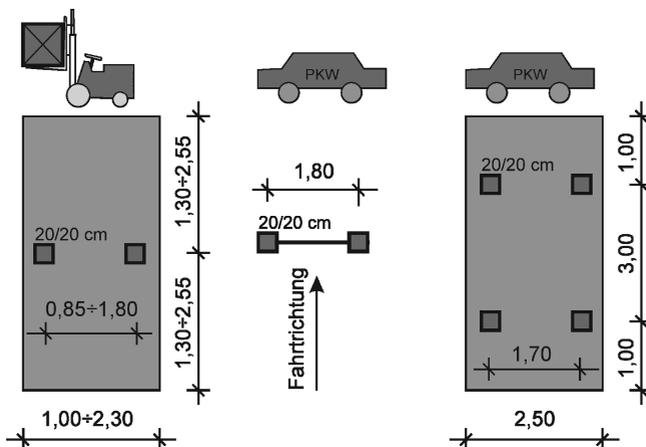


Abb. 6-13 Ansätze für Achslasten bei Gabelstapler (links) bzw. PKW-Verkehr (mittig) nach [DN 1055-3:2006-03] und PKW-Verkehr (rechts) nach [Fingerloos 2008]

Aus statistischen Untersuchungen zu den Fahrzeuglasten in Parkhäusern wird in [Schmidt 2010] abgeleitet, dass die PKW-Fahrzeuggesamtlast gumbelverteilt mit einem Mittelwert von 15,8 kN und einem Variationskoeffizienten von 21 % (entspricht einem Fahrzeuggewicht von $\mu = 1607$ kg bzw. $\sigma = 345$ kg) abgebildet werden kann. Aus der zugehörigen Verteilungsfunktion in **Abb. 6-14** ist zu erkennen, dass das 95 %-Quantil der Gesamtfahrzeugglast bei 22 kN liegt.

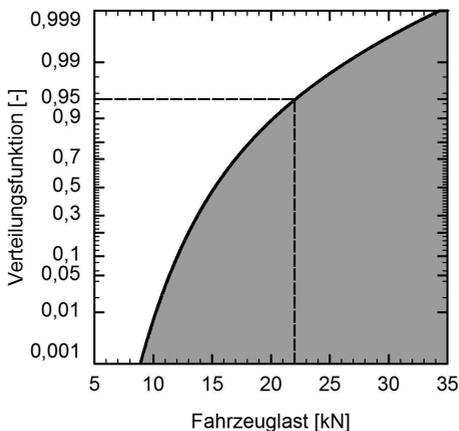


Abb. 6-14 Verteilungsfunktion von PKW-Fahrzeugglasten aus Messungen in Parkhäusern nach [Schmidt 2010]

Der nach [DIN 1055-3] vergebene, charakteristische Wert von 20 kN der Einzelachse führt unter der Annahme, dass die maximale Achslast näherungsweise 60 % der Gesamtfahrzeuglast beträgt, zu einer Gesamtfahrzeuglast von ca. 33,5 kN. Dies entspricht nach **Abb. 6-14** einem 99,9 %-Quantilwert bzw. einem Fahrzeuggewicht von 3,41 t. Zum Vergleich wurde in [Schmidt 2010] als maximaler Einzelwert ein Fahrzeuggesamtgewicht von 3,48 t in einem Parkhaus gemessen.

Aus dem Fahrzeuggesamtgewicht und den Achslastverteilungen von Fahrzeugtyp 98 und von PKWs können folgende Überlegungen abgeleitet werden:

- Gegenüber den Einwirkungen aus LKW-Überfahrt sind die Einwirkungen aus PKWs zu vernachlässigen (hier: Verhältnis Fahrzeuggesamtlasten beträgt 5 %).
- Fahrzeugtyp 98 kann aufgrund seines Gesamtanteils am Schwerverkehr und aufgrund seiner verhältnismäßig großen Gesamtlast als den derzeit für Schwerverkehr repräsentativen Fahrzeugtyp angesehen werden.
- Die 95 %-Quantilwerte der Fahrzeuggesamtlast entsprechen in etwa den Lastannahmen nach Lastmodell 1 (Tandemsystem) aus [DIN-Fachbericht 101:2009]. Lastmodell 2 ähnelt dem 95 %-Quantilwert der Achslast.
- Bezogen auf die Grundfläche des Fahrzeugs von näherungsweise 12 m auf 3 m ergibt sich eine Ersatzflächenlast von ca. 12 kN/m². Wird eine Fahrzeugkolonne im Staufall mit einem Fahrzeugabstand von 1,0 m betrachtet, so ergibt sich ein Wert der Ersatzflächenlast von 11 kN/m². Diese Werte sind deutlich größer als für die Verkehrsgleichlast in der Hauptspur nach [DIN 1072:1952/1985 bzw. DIN-Fachbericht 101:2009] angesetzt wird. Der Hintergrund ist darin zu sehen, dass im Staufall trotz des großen Anteils von Fahrzeugtyp 98 eine Kolonnenfahrt maximal beladener Fahrzeuge unwahrscheinlich ist, sondern eine Verkehrsdurchmischung eintritt (siehe auch **Abb. 6-15**).
- Aus der Verkehrsdurchmischung ergeben sich Ansätze für die Lastannahmen der Brückengesamtfläche. Eine Herleitung von Lastansätzen aus nur einem Fahrzeugtyp 98 ist daher nicht möglich bzw. führt zu sehr ungünstigen, wirklichkeitsfremden Ansätzen. Demgegenüber kann aus den Achs- bzw. Radlasten des Fahrzeugtyps 98 Ansätze für lokale Nachweise entwickelt werden.

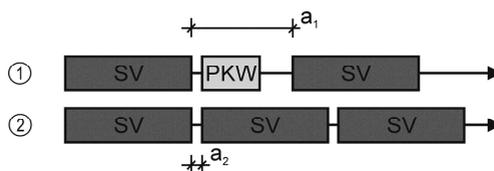


Abb. 6-15 Unterschiedliche Spurverkehrsszenarien für „Stau“ bzw. „fließender Verkehr“

Bestehende Bauwerke in Deutschland sind mehrheitlich gegenüber den Lastmodellen nach [DIN 1072:1952/1985 bzw. DIN-Fachbericht 101:2009] ausgelegt. In **Abb. 6-16** ist der prozentuale Anteil der Bauwerke, die für eines dieser Modelle bemessen oder aufgrund von Tragreserven nachträglich eingestuft worden sind, dargestellt. Es wird deutlich, dass der überwiegende Anteil der Brückenbauwerke im Bundesfernstraßennetz der Brückenklasse 60 bzw. 60/30 zuzuordnen sind.

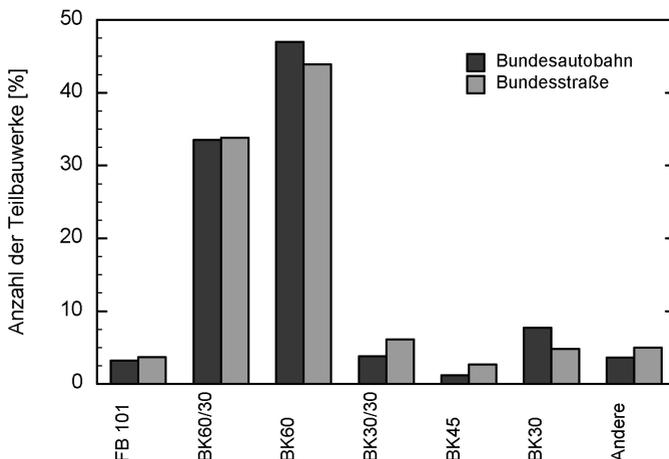


Abb. 6-16 Brückenklassen nach Anzahl der Teilbauwerke an Bundesfernstraßen (Stand: März 2009) [Benning 2010]

Die den Normen zugrunde liegenden, vertikalen Lastmodelle unterscheiden sich wesentlich (siehe **Tabelle 6-6** und **Abb. 6-17**). Das Gesamtgewicht des Bemessungsfahrzeugs ist in der Hauptspur nach [DIN 1072:1985] und in der Nebenspur nach [DIN-Fachbericht 101:2009] jeweils größer als der Ansatz in der jeweils anderen Norm. Umgekehrt proportional verhalten sich hierzu die Ansätze der Verkehrsgleichlast in Haupt- und Nebenspur. Nach [DIN 1072:1985] ist zusätzlich ein Schwingbeiwert zu berücksichtigen.

Hieraus folgt, dass der Verhältniswert zwischen den auf ein Brückenbauwerk nach [DIN-Fachbericht 101:2009 bzw. DIN 1072:1985] einwirkenden, vertikalen Verkehrslasten abhängig vom jeweiligen, statischen System ist. Folglich kann aufgrund der Komplexität der Modelle nicht unmittelbar bewertet werden, wie groß die objektspezifische Auslastung eines Bauwerkes ist, wenn es für eine andere Brückenklasse nachgewiesen werden soll.

Tabelle 6-6 Vergleich der Belastungsmodelle nach [DIN 1072:1952/1985 bzw. DIN-Fachbericht 101:2009]

Lastmodell	Hauptspur		Nebenspur		Rest
	Fahrzeug	Fläche	Fahrzeug	Fläche	Fläche
Lastmodell 1	480 kN	9,0 kN/m ²	320 kN	2,5 kN/m ²	2,5 kN/m ²
SLW 60/30	510 kN ^{1) 2)}	5,0 kN/m ^{2 2)}	246 kN ¹⁾	3,0 kN/m ²	3,0 kN/m ²
SLW 60	510 kN ^{1) 2)}	5,0 kN/m ^{2 2)}	-	-	3,0 kN/m ²
LKW 16/16	70 kN ^{1) 2)}	5,0 kN/m ^{2 2)}	106 kN ¹⁾	3,0 kN/m ²	3,0 kN/m ²
LKW 12/12	48 kN ^{1) 2)}	4,0 kN/m ^{2 2)}	66 kN ¹⁾	3,0 kN/m ²	3,0 kN/m ²
LKW 9/9	18 kN ^{1) 2)}	4,0 kN/m ^{2 2)}	36 kN ¹⁾	3,0 kN/m ²	3,0 kN/m ²
LKW 6/6	0 kN ^{1) 2)}	4,0 kN/m ^{2 2)}	36 kN ^{1) 3)}	2,0 kN/m ²	3,0 kN/m ²
LKW 3/3	0 kN ^{1) 2)}	3,0 kN/m ^{2 2)}	18 kN ^{1) 3)}	2,0 kN/m ²	3,0 kN/m ²

¹⁾ Flächenlast von 3 kN/m² auf Fahrzeugaufstandsfläche (18 m²) berücksichtigt; Flächenlast ist somit auch im Fahrzeugbereich zu berücksichtigen

²⁾ Schwingbeiwert ist ergänzend nach [DIN 1072:1952/1985] zu berücksichtigen

³⁾ Wert wurde aus der Ersatzflächenlast nach [DIN 1072:1985] bestimmt

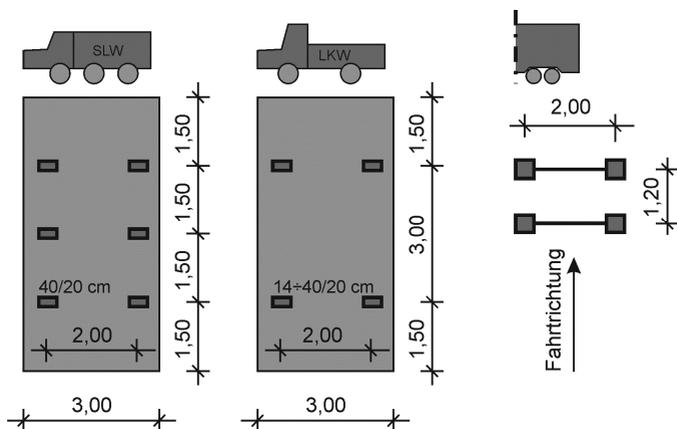


Abb. 6-17 Bemessungsfahrzeug nach [DIN 1072:1952/1985 bzw. DIN-Fachbericht 101:2009] (SLW (links), LKW (mittig), Lastmodell 1 (rechts))

Nachfolgend wird daher eine entsprechend Methodik entwickelt und exemplarisch in der Anwendung auf die Brückenklassen nach [DIN 1072:1985 und DIN-Fachbericht 101:2009] dargestellt.

- Um einen Vergleich zwischen den Lastnormen zu ermöglichen, wird vorausgesetzt, dass die Anordnung der Verkehrslasten (insbesondere Haupt- und Nebenspur) bei den unterschiedlichen Lastansätzen in gleicher Spurlage erfolgt. Durch den Verhältniswert zwischen den Querverteilungszahlen der Hauptspur δ_{HS} und der Nebenspur δ_{NS} , kann dann der Quereinfluss der Spurlagen auf den betrachteten Hauptträger indirekt durch

$$q = \frac{\delta_{NS}}{\delta_{HS}} \quad (6.1)$$

unabhängig von der jeweiligen Brückenkonstruktion in Längs- und Querrichtung beschrieben werden (siehe auch **Abb. 6-18**). Voraussetzung für die Anwendung von Gl. (6.1) ist die Kenntnis der Querverteilungszahlen im betrachteten Schnitt.

- Im Weiteren werden auf die einzelnen Spuren die jeweiligen Lasten eines Lastmodells rechnerisch angesetzt und auf Basis der spurbezogenen Querverteilungszahl überlagert.
- Nachdem die Querrichtung einschließlich der spurabhängigen Lasten erfasst ist, kann die Längsrichtung durch die Ermittlung von Einflusslinien am Durchlaufträger berücksichtigt werden.
- Unter der Annahme, dass das Bauwerk gegenüber den Schnittgrößen aus bisherigen Lasteinwirkungen eine Auslastung von 100 % besitzt, beschreibt der Verhältniswert der Schnittgrößen

$$\Psi_{EW} = \frac{E_{neu}}{E_{alt}} \quad (6.2)$$

den neuen Auslastungsgrad. Als Grenzwert hinsichtlich der Erhöhung des Auslastungsgrades scheint vor dem Hintergrund der vereinfachenden Vorgehensweise ein Wert von

$$\Psi_{EW, \lim} \leq \frac{1,05 - 0,65}{0,35} = 1,15 \quad (6.3)$$

als zielführend, der sich aus der Annahme von Überfestigkeiten mit 5 % und einem Verhältnis zwischen ständigen Lasten und Verkehrslasten mit ca. 65 % zu 35 % ergibt.

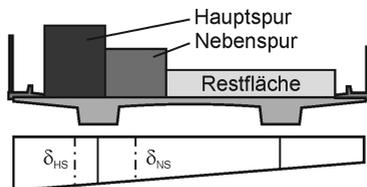


Abb. 6-18 Exemplarische Ermittlung des Quereinflusses für eine gegebene Laststellung in Verbindung mit der Querverteilungslinie für das betrachtete Tragwerk

Die Ergebnisse der durchgeführten Parameterstudie in Abhängigkeit von den Einzelstützweiten und des Quereinflusses der Nebenspur für Brückenklasse 60/30 bzw. Brückenklasse 60 nach [DIN 1072:1985] und für Lastmodell 1 nach [DIN-Fachbericht 101:2009] sind in Anhang I dokumentiert. Aus den Ergebnisauszügen in **Abb. 6-19** bis **Abb. 6-21** geht der deutliche Einfluss der Längs- und Querrichtung hervor. Erwartungsgemäß treten sowohl Bereiche mit höheren als auch niedrigeren Auslastungsgraden als 100 % auf.

Exemplarisch kann aus dem Vergleich zwischen den Lastansätzen nach DIN-Fachbericht (LM1) und SLW 60/30 abgeleitet werden, dass der Ansatz nach DIN-Fachbericht (LM1) bei größeren Spannweiten zu höheren Schnittgrößen führt.

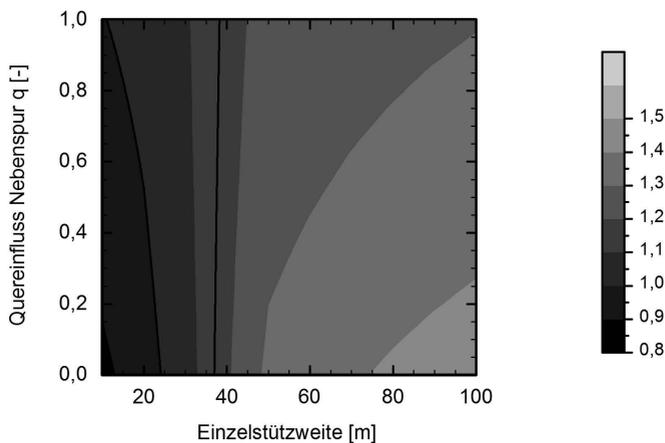


Abb. 6-19 Verhältnis zwischen Einwirkungen nach DIN-Fachbericht (LM1) und SLW 60/30 – maximale Biegemomente im Feldbereich

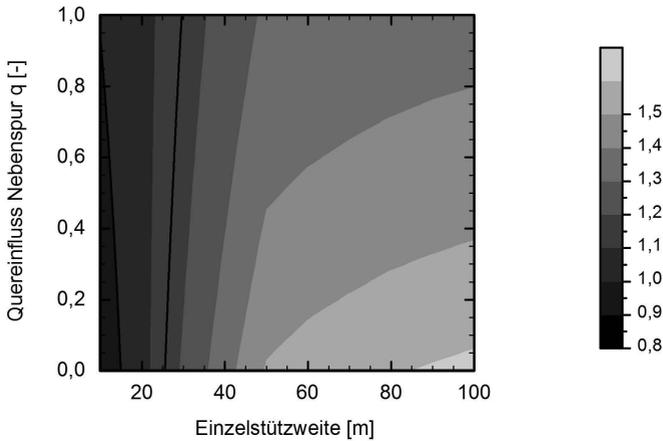


Abb. 6-20 Verhältnis zwischen Einwirkungen nach DIN-Fachbericht (LM1) und SLW 60/30 – maximale Biegemomente im Stützbereich

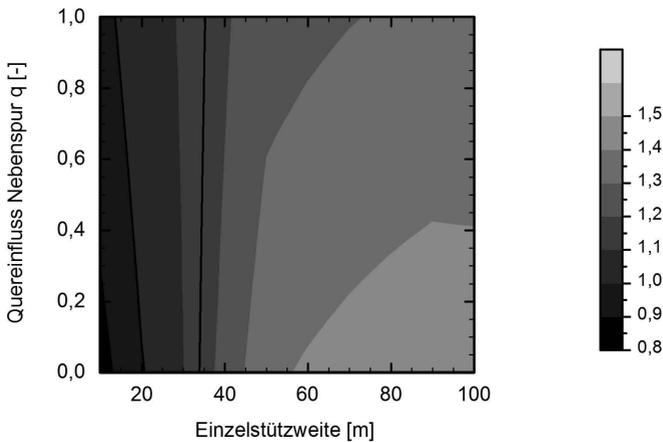


Abb. 6-21 Verhältnis zwischen Einwirkungen nach DIN-Fachbericht (LM1) und SLW 60/30 – maximale Querkraft

In entsprechender Weise kann ebenfalls bei einem Vergleich anderer Lasteinwirkungen vorgegangen werden, um eine näherungsweise Klassifizierung von bestehenden Bauwerken zu ermöglichen.

Der Literatur können unterschiedliche Ansätze entnommen werden, mit denen die Verkehrslasteinwirkungen begründet reduziert werden können. Wesentliche Ansätze sind:

- Abminderung der Lastansätze unter definierten Randbedingungen: Verkehrssimulationen in [ASTRA 2006, Sieb 2010 und Freundt 2011] belegen, dass durch Art und Aufbau des Lastmodells nach [DIN-Fachbericht 101:2009] Bauwerke mit kleineren Stützweiten unrealistisch große Schnittkräfte zugeordnet werden. Daher werden die Anpassungsfaktoren in **Tabelle 6-7** nach [ASTRA 2006] in Verbindung mit [DIN-Fachbericht 101:2009] in Abhängigkeit der Stützweite empfohlen. Nach [ASTRA 2006] wird durch die Anpassungsfaktoren eine realistische Verkehrsentwicklung für die kommenden 15 bis 20 Jahre abgebildet.
- Ein ähnliches Verfahren nach Bailey und Hirt wird in [Proske 2006] vorgestellt. Darin werden sowohl das Verkehrsaufkommen und der Schwerlastverkehrsanteil als auch die maximale Fahrzeugmasse aufbauend auf einer wahrscheinlichkeitstheoretischen Grundlage berücksichtigt. Der Abminderungsbeiwert

$$\alpha_{q,mod} = \left(\frac{6 \cdot c_1 \cdot c_2 \cdot c_3 \cdot c_4 \cdot c_5 \cdot c_6}{c_1 + c_2 + c_3 + c_4 + c_5 + c_6} \right)^{-1} \quad (6.4)$$

mit: c_1 Beiwert zur Berücksichtigung der maximalen Fahrzeugmasse innerhalb der Grenzen $40 \leq q_{max} \text{ [kN/m]} \leq 80$ durch:

$$c_1 = \frac{q_{max}}{73} \cdot 0,2 + 0,8$$

c_2 Beiwert zur Berücksichtigung des Mittelwertes des Fahrzeugverkehrs in den Grenzen $6 \leq \mu_Q \text{ [kN/m]} \leq 20$ durch:

$$c_2 = \left(\frac{\mu_Q}{14,5} \cdot 0,65 + 0,35 \right)^{-1}$$

c_3 Beiwert zur Berücksichtigung der Standardabweichung des Fahrzeugverkehrs in den Grenzen $2 \leq \sigma_Q \text{ [kN/m]} \leq 8$ durch:

$$c_3 = \left(\frac{\sigma_Q}{6} \cdot 0,6 + 0,4 \right)^{-1}$$

c_4 Beiwert zur Berücksichtigung des Anteils des Schwerverkehrs in den Grenzen $0,1 \leq HV \leq 0,4$ durch:

$$c_4 = \left(\frac{HV}{0,25} \cdot 0,7 + 0,3 \right)^{-1}$$

c_5 Beiwert zur Berücksichtigung des Verkehrsaufkommens im betrachteten Zeitintervall in den Grenzen $10^5 \leq N \leq 10^9$ durch:

$$c_5 = (\log(N) \cdot 0,08 + 0,33)^{-1}$$

c_6 Beiwert zur Berücksichtigung des Anteils des fließenden Verkehrs am Verkehrsaufkommen in den Grenzen $0,40 \leq F \leq 1,00$ durch:

$$c_6 = \frac{F}{0,94} \cdot 0,2 + 0,8$$

für Lasten nach [DIN-Fachbericht 101:2009] ist von einer Vielzahl von Eingangsgrößen abhängig, die in der Mehrzahl durch umfangreiche Verkehrserfassungen erhoben werden müssen.

- Reduktion der Einwirkung durch gewichtsbeschränkende Beschilderung: In [Curbach 2005] werden die auf Basis von Verkehrsmessungen ermittelten Anpassungsfaktoren für Verkehrslastmodell 1 nach [DIN-Fachbericht 101:2009] angegeben (siehe **Tabelle 6-8**). Sie entsprechen den Nachrechnungsklassen nach [DIN 1072:1985] für die Brückenklassen 30/30, 16/16 und 12/12.
- In [Freundt 2011] wird unter der Voraussetzung eines kurzfristig ausgeführten Ersatzneubaus ausgewählte Verkehrslenkungsmaßnahmen als Kompensation in Abhängigkeit der der Auslegung des Brückenbauwerkes zugrunde liegenden Brückenklasse und der Stärke des objektspezifisch ermittelten Schwerverkehrs vorgeschlagen (siehe **Tabelle 6-9**). Die Kompensationsmaßnahmen wurden aus Schnittgrößenvergleichen zwischen den Ergebnissen aus normativen Lasten und den Ergebnissen von Verkehrssimulationen gewonnen. Neben den einzelnen Kompensationsmaßnahmen wurde eine maximale Restnutzungsdauer von 15 Jahren berücksichtigt.

Tabelle 6-7 Aktualisierte Anpassungsfaktoren für die Überprüfung bestehender Straßenbrücken nach [ASTRA 2006]

Brücke	Querschnitt	Stützweite	Fahrzeug Spur 1 / Spur 2 ¹⁾	Gleichlast ²⁾
Balken	Kastenprofil	20 m ÷ 80 m	0,70 / 0,50	0,50
	zweistegig	20 m ÷ 80 m	0,70 / 0,50	0,40
	mehrstegig	15 m ÷ 35 m	0,70 / 0,50	0,40
Platten		8 m ÷ 30 m	0,70 / 0,50	0,40

¹⁾ Anpassungsfaktor nach [DIN-Fachbericht 101:2009] für Brückenentwurf: 0,80

²⁾ Anpassungsfaktor nach [DIN-Fachbericht 101:2009] für Brückenentwurf: 1,00

Tabelle 6-8 Spurabhängige Anpassungsfaktoren für das Verkehrslastmodell 1 nach [DIN-Fachbericht 101:2009] bei gewichtsbeschränkt beschilderten Brücken nach [Curbach 2005]

Lastmodell	Belag	Fahrzeug		Gleichlast	
		Spur 1 ¹⁾	Spur 2 ¹⁾	Spur 1 ²⁾	Spur 2 ²⁾
LKW 12/12	gut	0,30	0,20	0,28	1,00
	mittel	0,30	0,25	0,30	1,00
LKW 16/16	gut	0,35	0,35	0,30	1,00
	mittel	0,35	0,45	0,40	1,00
LKW 30/30	gut	0,55	0,50	0,70	1,00
	mittel	0,60	0,80	0,70	1,00
Auxerre-Verkehr	gut	1,00	1,00	0,90	1,00

¹⁾ Anpassungsfaktor nach [DIN-Fachbericht 101:2009] für Brückenentwurf: 0,80

²⁾ Anpassungsfaktor nach [DIN-Fachbericht 101:2009] für Brückenentwurf: 1,00

Tabelle 6-9 Kompensationsmaßnahmen für Nutzungsdauer von 15 Jahren im Bundesfernstraßenverkehr aus [Freundt 2011]

Bemessungslastmodell	BK 60	BK 60/30
Schwerverkehr pro Tag und Richtung:		
- DTSV < 1.000 (2 Fahrspuren)	A + B + 10	0 + 10
- DTSV < 1.000 (3 Fahrspuren)	C	B
- DTSV < 10.000 (2 Fahrspuren)	A + B + 15	C + 10
- DTSV < 10.000 (3 Fahrspuren)	A + B + 10	C

⁰ keine Kompensationsmaßnahmen erforderlich

^A Abstandsbeschränkung auf 70 m im fließenden Verkehr

^B LKW-Überholverbot (Annahme 5% fahren verbotswidrig auf der Überholspur)

^C LKW-Überholverbot (Annahme kein LKW nutzt die Überholspur aufgrund von Kontrollen)

¹⁰ objektbezogene Daten belegen einen Stauabstand zwischen 5 m und 15 m

¹⁵ objektbezogene Daten belegen einen Stauabstand zwischen 5 m und 25 m

- Sofern keine Bewertung der Tragfähigkeit gegenüber dem regulären Straßenverkehr sondern z. B. gegenüber Schwerlastüberfahrten oder Baustellenverkehr durchgeführt wird, kommt auch der Ansatz eines verminderten Schwingbeiwertes in Betracht. Mögliche Reduktionsfaktoren sind z. B. in [NLStBV 2008] angegeben, woraus sich der modifizierte Schwingbeiwert mit

$$\varphi_{mod} = \Psi_{\varphi} \cdot (0,4 - 0,008 \cdot l_{\varphi} - 0,1 \cdot h_u) + 1 \geq \varphi_{mod,min} \quad (6.5)$$

mit:	φ_{mod}	Modifizierter Schwingbeiwert
	Ψ_{φ}	Beiwert nach [NLStBV 2008] mit:
		$\Psi_{\varphi} = 0,50$ für Tempo 25 km/h
		$\Psi_{\varphi} = 0,20$ für Tempo 5 km/h
		$\Psi_{\varphi} = 0,00$ für Tempo 3 km/h (Kriechgang)
	l_{φ}	Stützweite des unmittelbar belasteten Baugliedes bzw. bei Durchlaufsystem das arithmetische Mittel der Stützweiten
	h_u	Überschüttungshöhe
	$\varphi_{mod,min}$	Mindestwert für Schwingbeiwert (für Nachrechnung von Schwertransporten nach [NLStBV 2008]: 1,05)

bestimmen lässt. In **Abb. 6-22** ist Gl. (6.6) in Abhängigkeit der Stützweite und ohne die Berücksichtigung einer Überschüttung ausgewertet. Hieraus wird deutlich, dass sich die Verkehrslasten der Hauptspur bei einer Stützweite von 20 m durch den Ansatz eines modifizierten Schwingbeiwertes effektiv um 10 % (25 km/h) bzw. um 20 % (Schrittgeschwindigkeit) vermindern, was einer Reduktion des Teilsicherheitsbeiwertes für die Verkehrslasten im Grenzzustand der Tragfähigkeit von 1,50 auf in etwa 1,35 bzw. 1,20 entspricht.

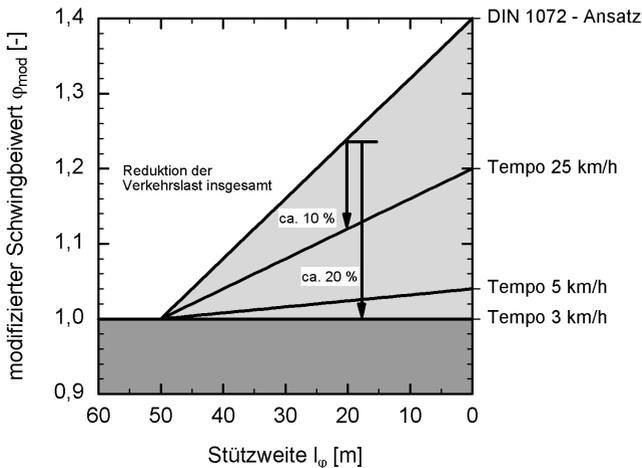


Abb. 6-22 Modifikation des Schwingbeiwertes nach [DIN 1072] in Abhängigkeit des Überfahrtempos

6.4 Dauerhaftigkeitsrelevante Exposition

6.4.1 Änderungen der umgebungsbedingten Exposition

Die in Abschnitt 5.3 zusammengestellten Ansätze zur Bewertung der Zuverlässigkeit gegenüber Bewehrungskorrosion gehen davon aus, dass die auf eine Bauteiloberfläche einwirkende Exposition innerhalb eines betrachteten Zeitabschnittes als konstant anzusehen ist. Die in **Abb. 6-23** dargestellten Entwicklungen der globalen Durchschnittstemperatur und der atmosphärischen Kohlendioxidkonzentration zeigen jedoch, dass diese Annahmen über den z. B. für Brückenbauwerke üblichen Nutzungszeitraum von 100 Jahren (siehe Abschnitt 3.1) nur überschlägig gerechtfertigt sind.

Während die Änderung der Durchschnittstemperatur um ca. 1 K innerhalb der vergangenen 50 Jahre zu keinen wesentlichen Änderungen des zu erwartenden Degradationsprozesses führten, ergibt sich deterministisch aus dem Vergleich der Kohlendioxidkonzentration vor 50 Jahren mit heutigen Verhältnissen eine um ca. 20 % verlangsamte Carbonatisierungsgeschwindigkeit. Auch durch diese Änderung sind baupraktisch keine wesentlichen Einflüsse zu erwarten, jedoch sollte der Effekt bei der Kalibrierung von Zustandentwicklungsmodellen berücksichtigt werden.

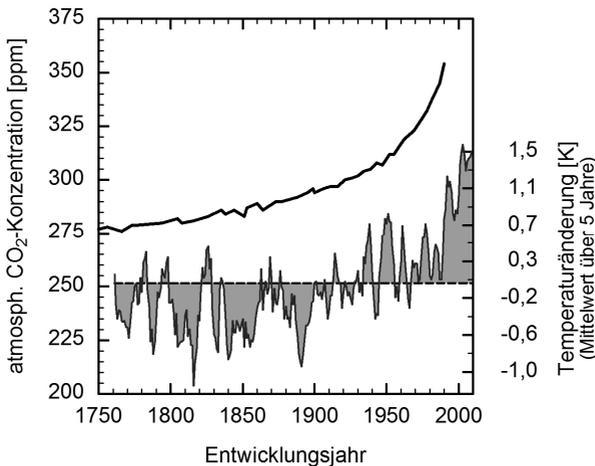


Abb. 6-23 Entwicklung der atmosphärischen Kohlendioxidkonzentration nach [Ehrenberg 1997] und Änderung der globalen Durchschnittstemperatur

Ähnliche Betrachtungen gelten für die Annahmen hinsichtlich der auf eine Bauteiloberfläche äußerlich einwirkenden Chloride. Äußere Chlorideinwirkungen

ergeben sich häufig durch die Ausbringung von Streusalzen im Rahmen des Winterdienstes auf öffentlichen Verkehrsflächen. Neben der Wirkung auf direkt beaufschlagte Bauteile im Spritzwasser- oder Sprühnebelbereich, wird hierdurch auch der Chloridgehalt anderer Bauwerke bzw. Bauteile erhöht (z. B. direkt befahrene Parkdecks).

In **Abb. 6-24** ist die Veränderung der Streuintensität in Deutschland und die jährlichen, minimalen Monatsmittel der Außentemperatur gemäß eigener Auswertungen gegenübergestellt. Hieraus kann abgeleitet werden, dass trotz vergleichsweise ähnlicher Wetterbedingungen die Streusalzausbringung sich stark verändert hat.

Seit etwa dem Jahr 1930 wird Calcium- und Natriumchlorid als Taumittel eingesetzt, wobei jedoch erst ab ca. 1960 deren Ausbringung zu den empfohlenen Maßnahmen im Rahmen des Winterdienstes in Deutschland gehörte. Bis zum Jahr 1967 ist ein Anstieg der bezogenen Streusalzmenge unabhängig von den Wetterereignissen festzustellen. Ab dem Jahr 1987 sinken die jährlich ausgebrachten Streusalzmengen, was auf wirkungsverbessernde Innovationen bei der Ausbringung der Streusalze (insbesondere Applikation als Flüssigsalz oder Befeuchtungslösung und Verzicht auf Trockenstreuung) zurückzuführen ist.

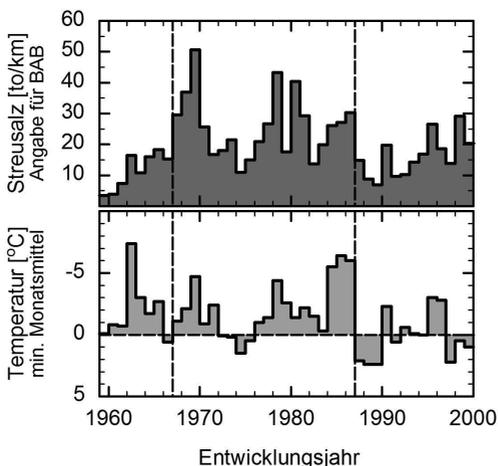


Abb. 6-24 Veränderung der Streuintensität in Deutschland nach [Breitenstein 1996] und Vergleich mit minimaler, monatlicher Außentemperatur in Deutschland

Hieraus kann gefolgert werden, dass ältere Bauwerke tendenziell über ihre Nutzungsdauer mit einer größeren Chloridkonzentration beaufschlagt wurden. Allerdings ist davon auszugehen, dass sich objektspezifisch in Abhängigkeit der

Größe des Verkehrsaufkommens bzw. der Bedeutung der Straße zeitlich und regional sehr unterschiedliche Streusalzbeaufschlagungen ergeben. Die hieraus folgernden Streuungen innerhalb eines Bauwerksbestandes können als wesentlich größer angenommen werden, so dass die Berücksichtigung der Veränderungen der Streusalzintensität in probabilistischen Betrachtungen nicht zweckmäßig erscheint.

6.4.2 Eigenchloridgehalt von Beton

Der Chloridgehalt des Betons kann sich alternativ durch Zugaben bei der Betonherstellung oder durch äußere Einflüsse in Verbindung mit einem Transport über das Porensystem in der Betonmatrix aufbauen (siehe auch Abschnitt 5.3.3).

Der Eigenchloridgehalt ist nach aktuellen Normen verhältnismäßig stark reglementiert (siehe **Tabelle 5-6**). Es ist zu beachten, dass bis Anfang der 60er Jahre bei Betonbauteilen allgemein aber im speziellen auch bei Verpressmörtel für Spannglieder häufig Chloride als Erstarrungsbeschleuniger (bis zu ca. 2 M.-%/Zement, siehe auch **Abb. 6-25**) zugeführt wurden, obwohl die korrosionsfördernden Eigenschaften bereits seit dem Jahr 1920 bekannt sind. Ab ca. 1958 bis 1963 wurde aufgrund von einzelnen Schäden (siehe z. B. [BMVBS 1963]) der Einsatz von Calciumchlorid als Erhärtungsbeschleuniger nicht mehr bauaufsichtlich zugelassen.

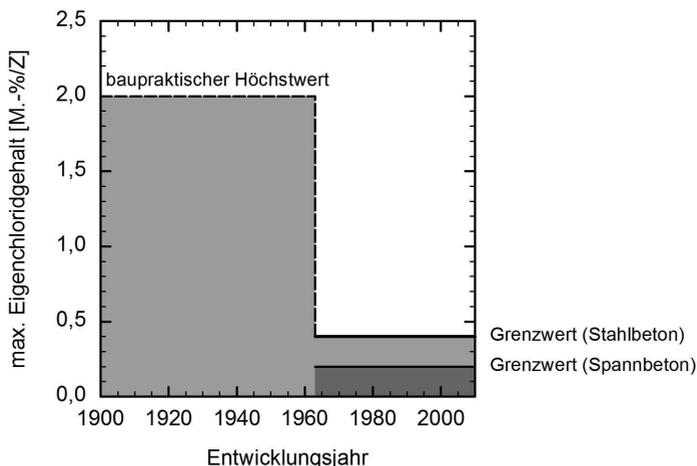


Abb. 6-25 normative (nach [DIN 1045-1:2008]) bzw. baupraktische Grenzwerte für den Eigenchloridgehalt von Beton

In **Abb. 6-25** sind die baupraktischen bzw. normativen Grenzwerte in Abhängigkeit des Baujahres der Konstruktion dargestellt. Hieraus wird deutlich, dass die

Wahrscheinlichkeit der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion, ausgelöst durch den Eigenchloridgehalt der Bauwerke, die bis zum Jahr 1962 hergestellt wurden, als verhältnismäßig groß einzuschätzen ist. Die Tatsache, dass diesbezüglich nur wenige Schadensfälle bekannt sind, kann dadurch erklärt werden, dass Korrosionsbedingungen aufgrund der Funktionsfähigkeit von Abdichtungen etc. bei üblichen Bauteilen häufig nicht vorliegen. Bei einem Funktionsversagen der Sekundärbarriere (hier: Abdichtung) und dem damit verbundenen Wasserzutritt ist jedoch mit einem verhältnismäßig großen Schadensfortschritt zu rechnen.

Ein ähnlicher Zusammenhang besteht auch für die zwischen den Jahren 1952 und 1962 hergestellten Baukörper aus Tonerdeschmelzzement (Hauptbestandteil: Calciumaluminat). Aufgrund der schnellen Erhärtung wurde Tonerdeschmelzzement trotz der gegenüber Portlandzement höheren Baustoffkosten häufig als Bindemittel für die Herstellung von Spannbetonfertigteilen, insbesondere Spannbetonfertigteildecken, eingesetzt. Im Jahr 1962 kam es jedoch zu mehreren Einstürzen von in Viehstellen verbauten Decken (siehe auch [STMI 1983]). Bei den folgenden Untersuchungen wurde festgestellt, dass durch Feuchtigkeit und Wärme eine chemische Umwandlung des mit Tonerdeschmelzzement gebundenen Betons eine Verminderung der Druckfestigkeit um bis zu 50 % eintreten kann, die auch zu einer Reduktion der Vorspannkraft in den Fertigteilen führt. Weitere Folgen der Umwandlung sind eine erhöhte Porosität und eine beschleunigte Carbonatisierung. Bei Feuchtegehalten oberhalb der bei Wohnhausnutzung üblichen Klimaverhältnissen (relative Feuchte größer 70 %) kann zudem stark ausgeprägte Korrosion am Spann- und Bewehrungsstahl auftreten. Dies hat bei den Viehstellen letztlich nach nur ca. 10 Jahren Nutzungsdauer zu einem Bauteilversagen geführt.

Nach [STMI 1983] wurden in Deutschland insgesamt ca. 450.000 m² Spannbetonfertigteildeckenfläche auf Basis von Tonerdeschmelzzement hergestellt. Obwohl besonders gefährdete Decken im Bereich von Feuchträumen durch ein öffentlich initiiertes Förderprogramm ersetzt wurden, muss davon ausgegangen werden, dass noch ein Großteil dieser Decken insbesondere im Wohnhausbereich vorhanden ist. Sofern durch Umbauten oder mangelnde Instandsetzung eine freie Bewitterung der Bauteile eintritt, ist mit erheblichen Schäden an der Konstruktion, bis hin zu einem Bauwerksversagen, zu rechnen.

6.5 Baustoffeigenschaften

6.5.1 Übersicht

Die Bewertung bestehender Bauwerke erfordert die Kenntnis über die an einem Bauteil verwendeten Baustoffe und deren Eigenschaften. Die einzelnen Baustoffgütern können i. d. R. den zu einem Bauwerk vorliegenden Bauwerksdokumenten entnommen und (z. B. mit den Angaben in Anhang B) Nennfestigkeiten abgeleitet werden. Üblicherweise beziehen sich die Angaben zur Betongüte auf eine 28-Tage Festigkeit. Bei bestehenden Bauwerken ist jedoch eine erhebliche Nacherhärtung zu erwarten, die vorteilhaft bei den Nachweisen der Tragfähigkeit berücksichtigt werden kann.

Da die Betondruckfestigkeit gegenüber anderen Betoneigenschaften (z. B. Zugfestigkeit) verhältnismäßig einfach zu ermitteln ist, wird in [DIN 1045-1:2008] dessen Korrelation zu bestimmten Eigenschaften ausgenutzt, um benötigte Materialkennwerte des Betons zu bestimmen.

Nachfolgend werden Betrachtungen angestellt, weitergehende Materialkenngrößen aus der Kenntnis über die an einem Bauteil verwendete Betongüte herzuleiten und auf das jeweilige Bauwerksalter zu beziehen.

6.5.2 Betongüte und Zementeigenschaften

Angaben zu der in einer Konstruktion verwendeten Betongüte können, wie bereits erwähnt, häufig den Bauwerksakten entnommen werden. Liegen derartige Angaben nicht vor, so kann alternativ aus der für einen bestimmten Bauwerkstyp gültigen Häufigkeitsverteilung der Betongüteklassen in Abhängigkeit des Baujahres der Konstruktion (siehe z. B. **Abb. 6-26**) eine Abschätzung vorgenommen werden, bevor die wirkliche Betondruckfestigkeit am Bauwerk bestimmt worden ist.

Aus der in **Abb. 6-26** exemplarisch dargestellten Häufigkeitsverteilung der Betongüteklassen von Brückenüberbauten ist zu erkennen, dass bei jüngeren Bauwerken größere Betondruckfestigkeiten vorgesehen wurden. Diese allgemein auf andere Bauwerke übertragbare Feststellung ist darauf zurückzuführen, dass die zunehmend größeren Spannweiten und Schlankheiten, die für eine wirtschaftliche Herstellung benötigten, hohen Baugeschwindigkeiten und die bei Spannbetonbauwerken vorzusehende Verankerung bzw. größere zulässige Betonzugspannung (bei beschränkter Vorspannung nach [DIN 4227-1:1988]) größere Betondruckfestigkeiten erforderten.

Die Bereitstellung größerer Betondruckfestigkeiten in den 60er und 70er Jahren wurde durch die Weiterentwicklung der Zemente möglich. In **Abb. 6-27** ist die

Entwicklung der Zementarten und der Höchstwerte der Zementdruckfestigkeit in Deutschland dargestellt. Zu erkennen ist, dass bis ca. dem Jahr 2000 ausschließlich fünf verschiedene Zementarten verwendet wurden und in Verbindung mit **Abb. 6-28** davon ausgegangen werden kann, dass bis ca. dem Jahr 1995 in ca. 75 % aller Bauwerke ein Portlandzementbeton (CEM I) eingesetzt wurde.

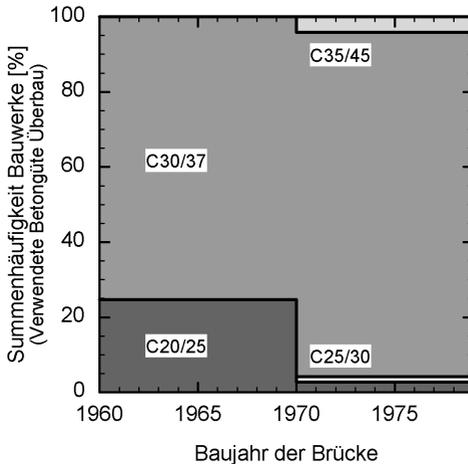


Abb. 6-26 Betongüteklassen von Brückenüberbauten nach [König 1986]

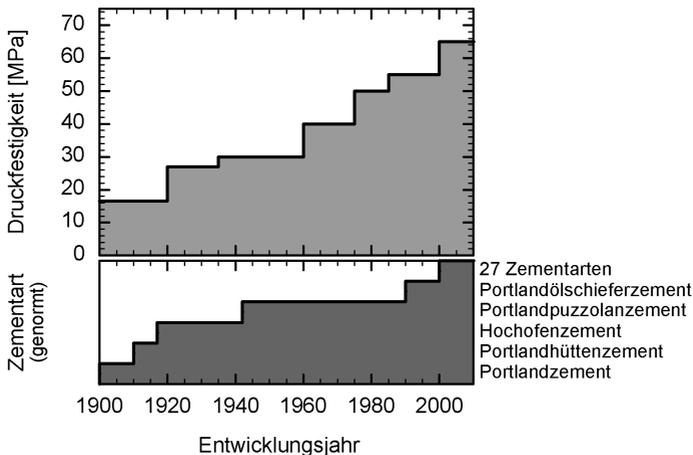


Abb. 6-27 Entwicklung von Arten und Höchstwerte der Druckfestigkeit des Zements in Deutschland aus [Raupach 2008]

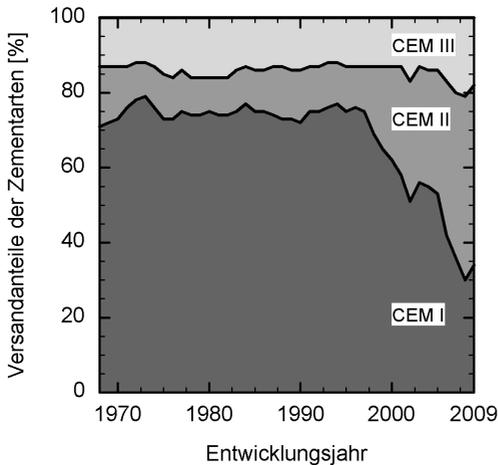


Abb. 6-28 Entwicklung der Anteile der Zementarten am Inlandsversand nach [BDZ 2010]

Ebenfalls geht aus **Abb. 6-27** hervor, dass sich die Druckfestigkeit des Zementes in den vergangenen 50 Jahren verdoppelt hat. Diese Veränderung kann ausschließlich auf die Mahlfeinheit des Zementes zurückgeführt werden. Mit steigender Mahlfeinheit vergrößert sich die Hydratationsgeschwindigkeit, so dass größere 28-Tage Festigkeiten erzielt werden. Demgegenüber führt eine geringere Mahlfeinheit zu einer größeren Nacherhärtung. Eine weitere wichtige Einflussgröße, die durch die Mahlfeinheit des Zementes beeinflusst wird, ist der Aufbau des Porensystems im Zementstein. Eine geringere Mahlfeinheit führt zu einer verstärkten Bildung von Kapillarporen, die den Transportprozess von der Bauteiloberfläche in das Bauteilinnere (siehe Abschnitt 5) begünstigen.

Zusammenfassend kann für die Bewertung bestehender Bauwerke aus den vorausgehenden Betrachtungen geschlossen werden, dass ältere Bauwerke geringeren Betondruckfestigkeitsklassen ausgeführt wurden. In der überwiegenden Anzahl wurden Portlandzementbetone mit verhältnismäßig geringer Mahlfeinheit des Zementes verwendet. Hieraus ergibt sich, dass die Nacherhärtung gegenüber heutigen Betonen wesentlich größer ist. Zusätzlich weisen ältere Betone aufgrund der geringeren Mahlfeinheit des Zementes ein Porensystem mit ausgeprägten Kapillarporen auf, wodurch das Eindringen schädigender Substanzen begünstigt wird und die Übertragbarkeit von den an heutigen Betonen gewonnenen Transportkenngrößen (z. B. Chloridmigrationskoeffizient) mit zusätzlichen Unsicherheiten behaftet ist.

6.5.3 Zugfestigkeit des Betons

Der normativen Klassifizierung des Betons liegt die charakteristische Druckfestigkeit zugrunde. Aus der Druckfestigkeit kann nach [DIN 1045-1:2008] entsprechend

$$f_{ctm} = c \cdot f_c^{2/3} \quad (6.6)$$

mit: c Beiwert in Abhängigkeit der Zugfestigkeitsart
 $c = 0,35 \div 0,55$ (Biegezug)
 $c = 0,22 \div 0,32$ (Spaltzug)
 $c = 0,17 \div 0,32$ (zentrischer Zug)

die Betonzugfestigkeit ermittelt werden. Die wirklich am Bauwerk auftretende Betonzugfestigkeit kann durch Mikrorisse infolge von Eigenspannungen bereichsweise deutlich reduziert sein.

6.5.4 Chloridmigrationskoeffizient

Der Chloridmigrationskoeffizient ist eine wesentliche Eingangsgröße innerhalb der Grenzzustandsgleichung zur Beurteilung der Wahrscheinlichkeit der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion (siehe Abschnitt 5.3.3). Die Ermittlung dieses Kennwertes wird z. B. in [Gehlen 2001] beschrieben, die Ermittlung ist jedoch verhältnismäßig aufwändig.

Alternativ kann wiederum die Betrachtung genutzt werden, dass der Chloridmigrationskoeffizient eine Transportkenngröße darstellt, die vom Porensystem und dessen Aufbau abhängig ist. Da durch das Porensystem ebenfalls die Betondruckfestigkeit maßgeblich beeinflusst wird, ist eine indirekte Ableitung des Chloridmigrationskoeffizienten aus der Betondruckfestigkeit möglich. Da der Chloridmigrationskoeffizient eine große Abhängigkeit von der verwendeten Bindemittelart aufweist, ist es sinnvoll, eine bindemittelartabhängige Übertragungsfunktion anzuwenden.

Nach [FIB MC 2010a] kann vereinfachend der Chloridmigrationskoeffizient aus dem Mittelwert der Betondruckfestigkeit bis zu einer mittleren Druckfestigkeit von 95 MN/m² nach

$$D_{RCM,0} = D_{RCM,0,ref} \cdot \frac{1}{f_{cm}^n} \quad (6.7)$$

mit: n empirischer Beiwert mit:
 $n = 1,5$ (Portlandzementbeton)
 $n = 2,5$ (kein Portlandzementbeton)

$D_{RCM,0,ref}$ Chloridmigrationskoeffizient als Bezugsgröße, mit:

$$D_{RCM,0,ref} = 5 \cdot 10^{-9} \frac{\text{m}^2}{\text{s}} \quad (\text{Portlandzementbeton})$$

$$D_{RCM,0,ref} = 5 \cdot 10^{-8} \frac{\text{m}^2}{\text{s}} \quad (\text{kein Portlandzementbeton})$$

abgeleitet werden. Es ist zwischen einem Portlandzementbeton ohne Zusätze oder mit Zusätzen von Hochofenschlacke, Flugasche oder Microsilica zu unterscheiden.

Um die Güte dieses Ansatzes zu bestimmen, wurden die an Probekörpern aus Portlandzementbeton (CEM I) gewonnenen und in [Hunkeler 2002] dokumentierten Betondruckfestigkeiten bzw. Chloridmigrationskoeffizienten einer eigenen Datenregressionsanalyse unterzogen. Die Betondruckfestigkeiten der Probekörper lagen zwischen 35 und 75 MN/m² bei w/z-Werten zwischen 0,35 und 0,60. Die Ergebnisse sind in **Abb. 6-29** dargestellt.

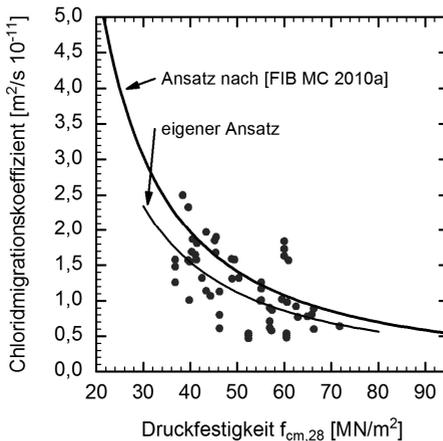


Abb. 6-29 Versuchsergebnisse nach [Hunkeler 2002], Ansatz nach [FIB MC 2010a] und Ergebnisse der eigenen Datenregression für den Chloridmigrationskoeffizienten in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit für einen Zement CEM I

Zusammenfassend folgt, dass die Korrelation zwischen Betondruckfestigkeit und Chloridmigrationskoeffizient durch eigene Analysen, aufbauend auf Gl. (6.7), mit

$$D_{RCM,0} = 3,25 \cdot 10^{-9} \cdot \frac{1}{f_{cm,28}^{1,45}} = 3250 \cdot 10^{-12} \cdot \frac{1}{f_{cm,28}^{1,45}} \quad (6.8)$$

mit: $f_{cm,28}$ Betondruckfestigkeit nach 28 Tagen

$D_{RCM,0}$ Chloridmigrationskoeffizient des Portlandzementbetons in [m²/s],
Umrechnung mit:

$$\left[10^{-12} \frac{m^2}{s} \right] \triangleq \left[1000^2 \cdot 60^2 \cdot 24 \cdot 365 \cdot 10^{-12} \frac{mm^2}{a} \right] = \left[31,536 \frac{mm^2}{a} \right]$$

bestätigt werden kann (Korrelationskoeffizient der eigenen Untersuchung: -0,6). Der Ansatz nach [FIB MC 2010a] beschreibt die Abhängigkeit gem. den eigenen Auswertungen auf der sicheren Seite liegend, während der eigene Ansatz mittlere Verhältnisse beschreibt.

6.5.5 Zeitliche Entwicklung der Betoneigenschaften

Die zeitliche Entwicklung der Betondruckfestigkeit und damit auch der hierzu korrelierenden Größen ist abhängig vom Betonalter, der Rezeptierung des Betons (insbesondere w/b-Wert, Zementtyp und Festigkeitsklasse, Anteil und Art von Zusatzmitteln) und den Umgebungsbedingungen (Temperatur und Umgebungsfeuchtigkeit).

Nach [FIB MC 2010a] kann die zeitliche Entwicklung der Betondruckfestigkeit bei üblicher Nachbehandlung aus der 28-Tage Betondruckfestigkeit nach

$$f_{c,m}(t) = \beta_c(t) \cdot \beta_{c,SUS}(t, t_0) \cdot f_{c,28} \quad (6.9)$$

mit: $f_{c,m,28}$ Mittelwert der 28-Tage Betondruckfestigkeit bzw. Betonzugfestigkeit

$\beta_c(t)$ Zeitfunktion der Nacherhärtung mit:

$$\beta_c(t) = \exp \left(s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right)$$

$\beta_{c,SUS}$ Dauerstandsfunktion mit:

a) Druckfestigkeit

$$\beta_{c,c,SUS}(t, t_0) = 0,96 - 0,12 \left(\ln(72 \cdot (t - t_0)) \right)^{1/4}$$

b) Zugfestigkeit (normalfester Beton)

$$\beta_{c,cl,SUS} = 0,60$$

c) Zugfestigkeit (hochfester Beton)

$$\beta_{c,cl,SUS} = 0,75$$

s empirischer Beiwert nach **Tabelle 6-10**

t effektives Betonalter in [Tagen] für eine ggf. auch von der Bezugstemperatur $T_0 = 20^\circ \text{C}$ abweichende, durchschnittliche Temperatur

$$t = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \cdot \exp \left(13,65 - \frac{4000}{273 + T_{\Delta t_i} / T_0} \right)$$

abgeschätzt werden. Darin enthalten ist anteilig ein Beiwert zur Berücksichtigung der infolge Mikrorissbildung verminderten Dauerstandsfestigkeit. Die zeitliche Entwicklung der Zugfestigkeit entspricht nach [FIB MC 2010a] ab einem Betonalter von 28 Tagen annähernd der zeitlichen Entwicklung der Betondruckfestigkeit.

Tabelle 6-10. Beiwert s zur Berücksichtigung der Zementart nach [FIB MC 2010a]

Zementart (Normalbeton)	Beiwert s
(a) CEM 32,5 N	0,38
(b) CEM 32,5 R, CEM 42,5 N	0,28
(c) CEM 42,5 R, CEM 52,5 N, CEM 52,5 R	0,20

Bei bestehenden Bauwerken kann vermutet werden, dass Gl. (6.9) den wirklichen Festigkeitszuwachs unterschätzt, da teilweise geringe Betonfestigkeitsklassen vorgesehen, mit einem verhältnismäßig hohen Wasser-Bindemittel-Wert realisiert und Zemente mit einer geringeren Mahlfineinheit verwendet wurden (siehe Abschnitt 6.5.2).

In [Sustainable Bridges 2007] wird weitergehend ausgeführt, dass der Ansatz einer Druckfestigkeitszunahme für eine Extrapolation mit erheblichen Unsicherheiten behaftet ist, welche durch den Ansatz von einem Variationskoeffizienten

$$V_{c,\beta,m}(t) = \frac{0,3 \cdot (\beta_c(t) - 1)}{\beta_c(t) \cdot f_c} \leq 0,30 \quad (6.10)$$

berücksichtigt werden sollte.

Im Rahmen üblicher Nachweise (z. B. nach [DIN 1045-1:2008]) wird in Zusammenhang mit der Betondruckfestigkeit ein Abminderungsbeiwert angesetzt, der ähnlich dem Übertragungsfaktor nach Abschnitt 4.3.1 keine statistischen Effekte, sondern die deterministisch beschreibbaren Einflüsse aus der Einwirkungs-dauer auf die bemessungsrelevanten Eigenschaften des Betons berücksichtigt. Der Beiwert, auch als Dauerstandsbeiwert bezeichnet, hat z. B. nach [DIN 1045-1:2008] einen Wert von 0,85. Die Abminderung kann dadurch erklärt werden, dass bei vorwiegend ruhenden, sich während der Nutzungszeit nur wenig verändernden Betondruckspannungen durch Mikrorissbildung ein Versagen des Betons eintreten kann. Mit zunehmender Spannung und früherem Belastungsbeginn nimmt die Zeit-

dauer bis zu einem Versagen deutlich ab. Die größte Druckspannung, die ohne Festigkeitsverminderung quasi dauernd aufgenommen werden kann, ist die Dauerfestigkeit. In [FIB MC 2010b] wird auf Versuche von Rüschi verwiesen, nach denen die Dauerfestigkeit für einen nach 28 Tagen belasteten Beton ca. 80 % der kurzzeitigen Betondruckfestigkeit beträgt.

Um einen für bestehende Bauwerke geeigneten Abminderungsfaktor herzuleiten, wurde Gl. (6.9) in der Form

$$\alpha = \frac{f_{c,m}(t)}{f_{c,28}} = \beta_c(t) \cdot \beta_{c,sus}(t, t_0) \quad (6.11)$$

für die einzelnen Einflüsse (Nacherhärtung und Dauerstandsfestigkeit) unter Ansatz einer durchschnittlichen Temperatur von 10° C (entspricht der durchschnittlichen Außentemperatur in Deutschland) ausgewertet und die Ergebnisse für ausgewählte Betonalter in **Tabelle 6-11** zusammengefasst. Es zeigt sich, dass die Nacherhärtung nach 10 Jahren die Betondruckfestigkeit um ca. 20 bis 40 % erhöht, während aus dem Dauerstandseinfluss eine Abminderung von ca. 27 % folgt. Bis zu diesem Zeitpunkt vergrößern sich die Einflüsse aus Nacherhärtung und Dauerstandsfestigkeit. Ab diesem Zeitpunkt treten mit zunehmendem Betonalter keine wesentlichen Veränderungen auf.

Tabelle 6-11. Einfluss der Nacherhärtung, Dauerstandsfestigkeit und Dauerstandsbeiwert nach Gl. (6.9) (Belastungsbeginn $t_0 = 30$ Tagen, durchschnittliche Temperatur 10° C)

Betonalter	60 Tage	10 Jahre	50 Jahre	100 Jahre
Nacherhärtung	+5 % ÷ +9%	+20 % ÷ +40%	+21 % ÷ +45%	+22 % ÷ +45%
Dauerstandsfestigkeit	-24 %	-27 %	-28 %	-28 %
Dauerstandsbeiwert	0,83 ÷ 0,80	0,88 ÷ 1,03	0,88 ÷ 1,05	0,88 ÷ 1,05

Aus der Darstellung der Überlagerung beider Effekte in **Abb. 6-30** (siehe auch **Tabelle 6-11**) zeigt sich, dass bei einem relativ kleinen Betonalter die geringste Dauerfestigkeit vorliegt, da der Einfluss der Nacherhärtung zu diesem Zeitpunkt noch gering ist. Aus Gl. (6.9) und (6.11) ergibt sich ein minimaler Dauerstandsbeiwert von ca. 0,79.

Oberhalb eines Betonalters von ca. einem Jahr überschreitet der Dauerstandsbeiwert die normative Festlegung von 0,85 (z. B. in [DIN 1045-1:2008]) auch unter ungünstigen Randbedingungen (z. B. Einfluss aus niedriger Temperatur und Zementart mit geringer Nacherhärtung).

Mit zunehmendem Betonalter strebt der Dauerstandsbeiwert in Abhängigkeit der Zementart einem Grenzwert zwischen ca. 0,87 und 1,05 zu, wobei Einflüsse des Belastungsbeginns auf die Dauerfestigkeit sich nur innerhalb der ersten ca. fünf Jahre nach der Lastaufbringung feststellen lassen.

Die Bewertung eines bestehenden Bauwerkes erfolgt i. d. R. zu einem Zeitpunkt, bei dem das Betonalter mehr als zehn Jahre beträgt. Aus diesem Grund kann der Effekt der anfänglichen Festigkeitsentwicklung vernachlässigt und lediglich die Grenzwerte in Abhängigkeit der Zementart betrachtet werden. Berücksichtigt man ferner, dass nach **Abb. 6-27** und **Abb. 6-28** überwiegend Zementarten mit einer geringen Festigkeitsentwicklung verwendet wurden, so folgt aus Gl. (6.9) bzw. **Abb. 6-30**, dass der Dauerstandsbeiwert deutlich größer als der normative Wert von 0,85 und in etwa mit einem Wert von ca. 1,00 anzunehmen ist. Dies gilt jedoch nur, sofern die rechnerisch angesetzte Betondruckfestigkeit auf ein Betonalter von nicht mehr als 28 Tagen bezogen ist. Im Vergleich für den für Neubauwerken erforderlichen Dauerstandsbeiwert von 0,85 ergibt sich so eine rechnerische Erhöhung der Betondruckfestigkeit um ca. 17 %.

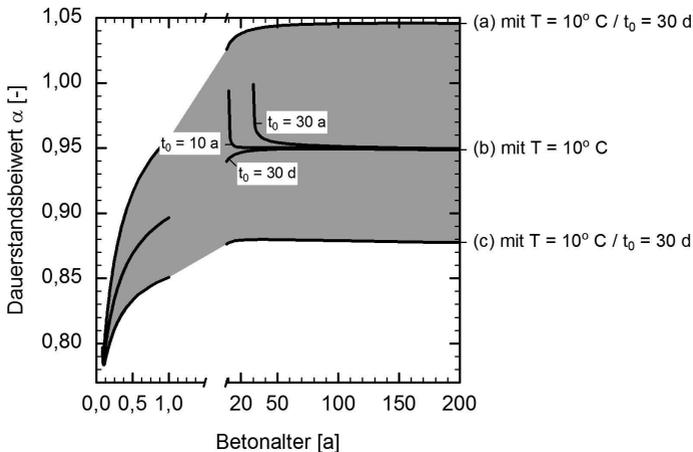


Abb. 6-30 Dauerstandsbeiwert für unterschiedliche Belastungsbeginne für die Zementarten (a), (b) und (c) nach **Tabelle 6-10**

[DIN EN 1992-1-1:2011] sieht auch für Neubauwerke einen pauschalen Ansatz eines Dauerstandsbeiwertes von 1,0 vor, wobei hier unterstellt wird, dass mehrheitlich Zementarten mit geringer Festigkeitsentwicklung verwendet werden und Einflüsse der Dauerstandsfestigkeit bereits innerhalb der Bemessungsmodelle (z. B.

Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung) aufgrund der versuchsbasierten Herleitung der Modelle berücksichtigt sind.

Bei bestehenden Bauwerken sollte jedoch unter Berücksichtigung der objekt-spezifischen Randbedingungen (z. B. Umgebungstemperatur, Zementart) der Dauerstandsbeiwert im Einzelfall festgelegt werden. Als unterer Grenzwert kann der normativ, z. B. in [DIN 1045-1:2008], festgelegte Wert von 0,85 weitergehend verwendet werden.

6.6 Schlussfolgerungen

In dem vorausgegangenem Abschnitt wurden unterschiedliche Teilmodule entwickelt, mit denen vertiefte Kenntnisse über ein bestehendes Bauwerk abgeleitet und insbesondere erforderliche Parameter für eine zuverlässigkeitsorientierte Bewertung auf Basis der in den Abschnitten 3 bis 5 beschriebenen Modelle abgeschätzt werden können.

Einer der Teilmodule bezieht sich auf die Ableitung möglicher Defizite von Bauwerken gegenüber der Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit anhand des Baujahres. Die Verknüpfung ergibt sich durch die zur Errichtung des Bauwerkes gültigen Entwurfsnormen und den angewendeten Herstellungsverfahren.

Ein weiteres Teilmodul betrachtet die Änderung von Ansätzen für Verkehrslasten in den zurückliegenden Jahrzehnten. Im Ergebnis wurde festgestellt, dass die Verkehrslastansätze im Bereich des Hochbaus annähernd gleich geblieben sind und auch bei nutzungsbedingten Änderungen der Verkehrslastannahmen die Auswirkungen aufgrund der „Übersichtlichkeit“ der Ansätze verhältnismäßig einfach beurteilt werden können.

Demgegenüber wurden im Bereich des Brückenbaus durch mehrmalige Novellierung der Einwirkungsnormen die Lastansätze (und zugehörig die Brückenklasse) deutlich verändert, um den steigenden Fahrzeuglasten und der Vergrößerung der Verkehrsdichte (entspricht quasi einer Nutzungsänderung) gerecht zu werden. Da die Verkehrslastansätze bei Brückenbauwerken sich aus einer Kombination aus Gleichlasten und Einzellastgruppen mit jeweils spurabhängigen Lastwerten zusammensetzen und jeder dieser Parameter im Zuge der Novellierungen modifiziert wurde, können die Änderungen im Auslastungsgrad bei einer Änderung der Brückenklasse nur durch umfangreiche Auswertungen beurteilt werden. Um eine näherungsweise Beurteilung vornehmen zu können, wurden in dem Abschnitt Hilfsmittel entwickelt.

Neben den Lasteinwirkungen wurden in dem Abschnitt auch die dauerhaftigkeitsrelevanten Einwirkungen betrachtet. Ähnlich dem Vorgehen bei anderen Teil-

modulen konnte eine Abhängigkeit zwischen Baujahr und Einwirkung identifiziert werden.

Ein weiteres Teilmodul setzt sich mit den Baustoffeigenschaften auseinander, die sowohl für die Bewertung des Tragverhaltens als auch der Dauerhaftigkeit notwendig sind. Es wurden hierzu Möglichkeiten aufgezeigt, aus verhältnismäßig wenigen Angaben wesentliche Parameter für die Bewertung ableiten zu können.

Insgesamt machen die einzelnen Teilmodule dieses Abschnittes deutlich, dass bei bestehenden Bauwerken allein aufgrund der Kenntnis über wenige, objektspezifische Daten (z. B. Herstellungsjahr) eine Vielzahl von Vorinformationen vorhanden ist. Grundsätzlich ist hierbei zu beachten, dass die so gewonnenen Kenntnisse mit Unsicherheiten verbunden sind, die jedoch im Rahmen einer zuverlässigkeitsorientierten Bewertung berücksichtigt werden können.

7 Erweiterte Methoden zur Zustandsbewertung

7.1 Konsistente Lebensdauerprognose

In Abschnitt 3 wurde herausgearbeitet, dass der Aspekt Dauerhaftigkeit als eine Art der Erweiterung der Betrachtungen zur Tragfähigkeit bzw. Gebrauchstauglichkeit in der Zeit aufzufassen ist. Zu diesen Aspekten wurden insbesondere in den Abschnitten 4 und 5 unterschiedliche Modelle zusammengestellt und weiterentwickelt. Aufbauend auf den Ansätzen ist es möglich, eine Verknüpfung zwischen der klassischen Tragfähigkeitsbemessung und einer baustofflichen Degradationsprognose zu schaffen, um so Aussagen zur Restlebensdauer treffen zu können. Diese Verknüpfung und die darauf aufbauenden Prognosen werden im Folgenden unter dem Begriff konsistente Lebensdauerprognose begrifflich zusammengefasst.

Üblicherweise erfolgt eine statisch konstruktive Auslegung einer Konstruktion durch eine Bemessung im Entwurfsstadium, bei der eine zeitliche Veränderung der Tragwerkeigenschaften durch deskriptive Regeln zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit ausgeschlossen wird (siehe Abschnitt 5.2). Sofern eine Tragfähigkeitsbewertung bestehender Bauwerke aufgrund deutlicher Degradationserscheinungen notwendig wird, wird diese i. d. R. lediglich auf den aktuell vorgefundenen Zustand (z. B. Korrosion der Bewehrung, Abplatzung des Betons) bezogen. Hierbei werden Lastannahmen (siehe Abschnitt 4.2) und Widerstandsmodelle (siehe Abschnitt 4.3) verwendet, die für einen Nutzungszeitraum von 50 Jahren (siehe Abschnitt 3.1) ausgelegt sind, ohne dass eine weitergehende Degradation der Konstruktion berücksichtigt wird. Diese Betrachtungen erfolgen i. d. R. in der Makroskala (siehe auch **Abb. 7-1**), d. h. auf Systemebene.

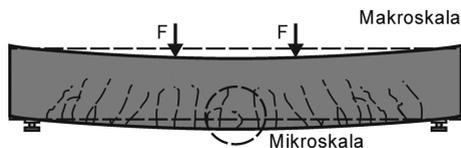


Abb. 7-1 Exemplarische Darstellung der Miko- und Makroskala

Demgegenüber wurden in den vergangenen Jahrzehnten weitreichende Modelle entwickelt, die das Eindringen schädigender Substanzen (siehe Abschnitt 5.3.2 und 5.3.3) und die Degradation der Baustoffe (siehe Abschnitt 5.3.4, 5.3.6 und 5.4) über die Zeit beschreiben. Eine Beurteilung der Tragfähigkeit kann hiermit jedoch nicht erfolgen, da die Modelle sich auf die Mikroskala nach **Abb. 7-1**, d. h. Baustoffebene, beziehen.

Die Notwendigkeit, die Modelle miteinander zu verknüpfen, wird aus der schematischen Darstellung in **Abb. 7-2** deutlich. Dargestellt ist die zeitliche Entwicklung von Einwirkung und Widerstand. Die Einwirkungen unterliegen i. d. R. geringen, zeitlichen Veränderungen. Demgegenüber führt Bewehrungskorrosion etc. zu einer zeitabhängigen Reduktion des Widerstandes. Hieraus ergibt sich, dass zu einem definierten Zeitpunkt der Widerstand geringer als die Einwirkung wird, was definitionsgemäß als Versagen zu bezeichnen ist. Da ein Versagen der Konstruktion jedoch auszuschließen ist, sind Instandsetzungsmaßnahmen erforderlich. Da bestimmte Instandsetzungsmaßnahmen jedoch nur bei einer definierten Schadensintensität (siehe auch eigene Untersuchungen in [DAfStb 2011]) sinnvoll zur Anwendung kommen können, ist es notwendig, über Möglichkeiten zu verfügen, sowohl die Restlebensdauer als auch den Zustand zu jedem beliebigen Zeitpunkt bewerten zu können. Aus diesem Grund ist die konsistente Lebensdauerprognose wesentlicher Bestandteil des zuverlässigkeitsorientierten Bewertungskonzeptes.

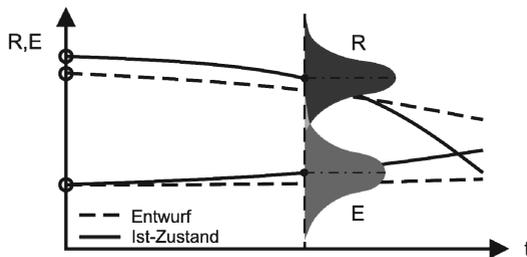


Abb. 7-2 Zeitliche Entwicklung von Einwirkung und Widerstand

Die grundlegende Vorgehensweise bei der konsistenten Lebensdauerprognose wurde in Abschnitt 5.3.1 mit Gl. (5.1) und (5.2) beschrieben. Die Verknüpfung zwischen Tragfähigkeitsbemessung und baustofflicher Degradation erfolgt durch eine getrennte Betrachtung von Einleitungsphase (d. h. Schaffung der Voraussetzung für eine Schädigung) und Schädigungsphase (d. h. Schädigung und Tragfähigkeitsverminderung).

Die in Abschnitt 4.3 dargestellten Grenzzustandsgleichungen zur Zuverlässigkeitsbeurteilung des Widerstandes ermöglichen in Verbindung mit den in Abschnitt 5 beschriebenen Ansätzen zur zeitlichen Beschreibung der Baustoffdegradation eine konsistente Lebensdauerprognose auf Querschnittsebene. Systemeffekte (wie z. B. die durch Umlagerung aktivierbaren Systemreserven) können auf diese Weise jedoch nicht unmittelbar genutzt werden. Hierzu ist eine geschlossene

Modellierung des Systemtragverhaltens und der sich über die Querschnittsfläche unterschiedlich darstellenden Degradation notwendig (siehe z. B. [Petryna 2004]).

Die Ansätze zur konsistenten Lebensdauerprognose auf Querschnittsebene sind nach [Petryna 2004] jedoch grundsätzlich auf die Systemebene übertragbar. Die notwendigen Teilschritte (siehe auch **Abb. 7-3**) ergeben sich dann zu:

- Nach der zeitabhängigen Definition der Problemstellung in Form einer Grenzzustandsbetrachtung werden die stochastischen Verteilungsparameter für einen definierten Zeitpunkt unter Berücksichtigung der zu diesem Zeitpunkt wahrscheinlichen Baustoffdegradation festgelegt.
- Durch eine Zuverlässigkeitsanalyse wird die Versagenswahrscheinlichkeit für den zuvor definierten Zeitpunkt bestimmt. Durch eine Wiederholung dieses Vorgangs für Zeitpunkte oberhalb der Einleitungsphase, werden die Verteilungsparameter der Schädigungsphase bestimmbar.
- Mit Gl. (5.2) in Abschnitt 5.3.1 ist es möglich, die sich auf Baustoffebene vollziehende Einleitungsphase und die das Tragverhalten berücksichtigende Schädigungsphase konsistent einer zuverlässigkeitstheoretischen Betrachtung zu unterziehen.

In [Budelmann 2011] wird über Ansätze zur Automatisierung dieser Vorgehensweise berichtet.

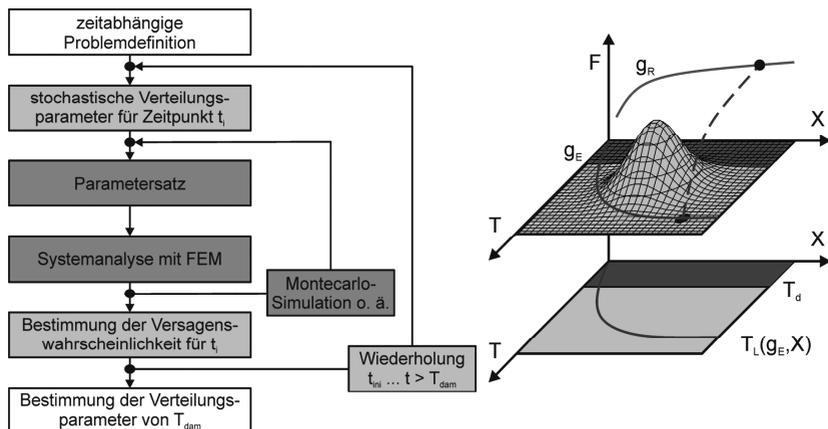


Abb. 7-3 Mögliche Vorgehensweise zur Bestimmung der Verteilungsparameter der Schädigungsphase nach [Petryna 2004]

7.2 Integration von Vorinformationen

7.2.1 Allgemeines

Zuverlässigkeitsanalysen basieren auf dem Prinzip, dass der Modellierung des Bemessungsproblems (z. B. Biegetragfähigkeit) alle Unsicherheiten hinsichtlich der Eingangsparameter und des zugrunde gelegten Modells berücksichtigt werden (siehe auch Abschnitt 3.3, 4.2.1 und 4.3.1). Bei der Anwendung der konsistenten Lebensdauerprognose (siehe Abschnitt 7.1) betreffen diese Unsicherheiten nicht nur die Bewertung eines definierten Zustandes, sondern auch die Entwicklung des Zustandes über die Zeit.

Für die Anwendung der konsistenten Lebensdauerprognose und damit für die Bewertung bestehender Bauwerke ergeben sich oftmals Schwierigkeiten aufgrund fehlender bzw. nicht vorliegender Eingangsparameter. Dies ist z. B. darauf zurückzuführen, dass:

- Eingangsparameter bei der Errichtung der Konstruktion als unwesentlich eingeschätzt und somit nicht ermittelt wurden,
- Dokumente mit den notwendigen Informationen verloren gegangen sind,
- die verfügbaren Ansätze zur Beschreibung des zeitlichen Verhaltens objektspezifische Randbedingungen nicht berücksichtigen,
- Bauwerksuntersuchungen zur Erhebung der Eingangsdaten nur im begrenzten Umfang durchgeführt werden können oder
- Schädigungen und somit Änderungen der Materialeigenschaften bereits eingetreten sind, die bei einer baustofflichen Untersuchung nur bedingt Rückschlüsse auf den ursprünglichen Zustand erlauben.

Werden die fehlenden Informationen abgeschätzt und die Lebensdauerprognose durchgeführt, so kann die Zeit bis zu einer Überschreitung eines kritischen Grenzzustandes über- bzw. unterschätzt werden (siehe auch **Abb. 7-2**). Mit dem bereits in Abschnitt 3.5 vorgestellten Satz von Bayes ist es jedoch möglich, verhältnismäßig unsichere Ausgangsannahmen (z. B. auf Basis von Abschätzungen nach Abschnitt 6) durch zusätzliche Informationen (z. B. auf Basis von Stichprobenerhebungen) mit einem Bayes'schen Update zu ergänzen und somit die Aussagegenauigkeit wesentlich zu verbessern.

Zur Verdeutlichung der Wirkungsweise eines Updates ist in **Abb. 7-4** exemplarisch der Verlauf des Zuverlässigkeitsindizes in Abhängigkeit vom Zeitpunkt eines Updates dargestellt. Die Berechnung zu diesem Diagramm wurden mit dem kommerziellen Programmsystem STRUREL (siehe [RCP 2008]) durchgeführt und

in [Empelmann 2009d] dokumentiert. Dabei wurde die Einleitungsphase der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion (siehe Gl. (5.11) bis (5.13)) an einem unbeschichteten Parkdeck in Form umfangreicher Parameterstudien betrachtet. Die Annahmen für die Ausgangsprognose und die Updates (hier: Update des Chloridprofils) wurden aus Literaturangaben abgeschätzt.

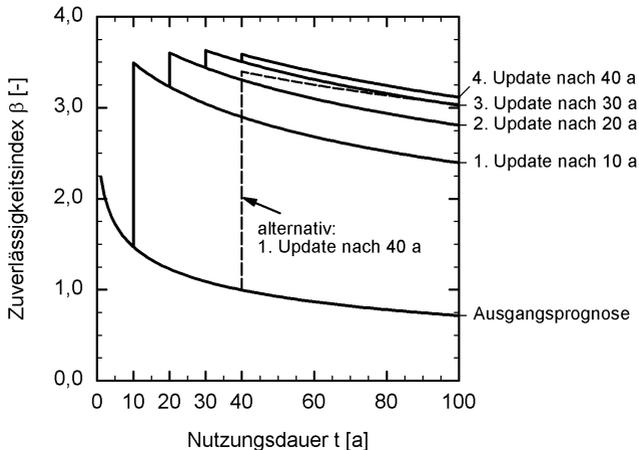


Abb. 7-4 Verlauf des Zuverlässigkeitsindex für die chloridinduzierte Bewehrungskorrosion in Abhängigkeit vom Zeitpunkt eines Updates nach [Empelmann 2009d]

Allgemein können aus dem vorgestellten Beispiel folgende Rückschlüsse gezogen werden:

- Die Integration von Informationen über das wirkliche Verhalten des Bauteils kann die ursprüngliche Prognose wesentlich verbessern.
- Je größer der Zeitintervall zwischen der Herstellung der Konstruktion und der Erhebung der Update-Informationen ist, desto größer ist die Gewichtung eines einzelnen Updates (vgl. 1. Update nach 10 Jahren bzw. 40 Jahren).
- Eine größere Anzahl von Updates führt zu einer größeren Reduktion von Unsicherheiten und somit zu einer Zuschärfung der Prognose (vgl. 1. Update nach 40 Jahren bzw. 4. Update nach 40 Jahren).
- Der Zugewinn an „Sicherheit“ sinkt mit wachsender Anzahl der integrierten Updates (vgl. 3. Update nach 30 Jahren bzw. 4. Update nach 40 Jahren).
- Das 1. Update sollte unter baupraktischen Gesichtspunkten erst nach einer Standzeit des Bauwerks von minimal 5 bis 10 Jahren durchgeführt werden. Erst ab

diesem Zeitpunkt kann ein Trend (siehe z. B. „Problem der milden Winter“ mit geringerer Chloridbeaufschlagung beim Straßenwinterdienstes) erwartet werden.

Die vorausgegangenen Betrachtungen zeigen, dass Updates insbesondere bei bestehenden Bauwerken effektiv angewendet werden können, da aufgrund der zuvor beschriebenen Randbedingungen eine große Wirkung bereits eines einzelnen Updates zu erwarten ist.

In den nachfolgenden Abschnitten werden ausgewählte Ansätze aus den baupraktisch relevanten Bereichen „Bauwerksinspektion und Monitoring“ bzw. „Belastungsversuche“ dargestellt, die zur Integration von Vorinformationen bei der konsistenten Lebensdauerprognose bestehender Bauwerke genutzt werden können.

7.2.2 Bauwerksinspektion und Monitoring

7.2.2.1 Vorgehensweise

Bauwerksinspektionen werden an Betonbauwerken in Abhängigkeit von deren Nutzung bzw. Bedeutung, in stark voneinander abweichenden, zeitlichen Intervallen und mit unterschiedlicher Intensität durchgeführt.

In Abschnitt 2 wurde beschrieben, dass die Überwachung und Prüfung von Bauwerken der Verkehrsinfrastruktur in Deutschland explizit geregelt ist. Die Zustandsentwicklung dieser Bauwerke ist verhältnismäßig gut dokumentiert. Für andere Bauwerke (z. B. industriell genutzte Ingenieurbauwerke, Verwaltungsbauwerke, Hochbau) liegen Empfehlungen vor, die ein vergleichbares Konzept vorsehen. Es ist jedoch davon auszugehen, dass derzeit diese Empfehlungen im privatwirtschaftlichen Bereich nur in Ausnahmefällen berücksichtigt werden und somit die Mehrzahl der Bauwerke nicht regelmäßig überwacht wird. Die Erhebung von notwendigen Informationen erfolgt meist erst im Schadens- bzw. Bewertungsfall.

In Abschnitt 2 sind einzelne Verfahren zusammengestellt, die im Rahmen der Bauwerksinspektion angewendet werden können.

Eine besondere Form der Bauwerksüberwachung ergibt sich durch den Einsatz von Monitoringverfahren. Durch die Applikation einer geeigneten Sensorik können Informationen über die Zustandsentwicklung der Konstruktion bzw. dessen Tragverhalten über große Zeiträume ermittelt werden (siehe auch [Klinzmann 2008, SFB 477 und Zilch 2008]). Da jedoch durch einen einzelnen Sensor die Konstruktion nur punktuell überwacht werden kann, müssen vor der Applikation von Sensoren die Schwachstellen der Konstruktion bereits bekannt sein und die Richtigkeit der getroffenen Annahmen durch begleitende Bauwerksinspektionen überprüft werden. Ferner sollten zur Sicherstellung der Überwachbarkeit der Konstruktion

bereits bei der Errichtung eines Bauwerks die Voraussetzungen zur Anwendung von Monitoringverfahren geschaffen werden. Die nachträgliche Applikation ist mit großem Aufwand bzw. technischen Unwägbarkeiten (z. B. die Ankopplung eines Korrosionssensors im Bohrloch mit Mörtel) verbunden (siehe [SFB 477]).

Vorteile des Monitorings ergeben sich in schlecht oder gar nicht zugänglichen Bereichen. Hierzu gehören z. B. im Verbund liegende Spannglieder, deren Korrosionsaktivität bzw. die bereits eingetretene Korrosionsschädigung sowie der Bruch einzelner Spannglieder alternativ kaum bestimmbar ist (siehe [Holst 2007]).

Möglichkeiten zur Erstellung eines Inspektions- und Monitoringkonzeptes sind in [Budelmann 2010 und DAfStb 2011] zusammengestellt. In der Anwendung auf bestehende Bauwerke kann es als vorteilhaft angesehen werden, unterschiedliche Messverfahren der Bauwerksinspektion und ggf. des Monitoring zu kombinieren, um Unwägbarkeiten bzw. zusätzliche Unsicherheiten bei der Zustandserfassung zu reduzieren. In Abhängigkeit der Problemstellung und des Bauwerkstyps können auch spezielle Verfahren zur Anwendung kommen (siehe z. B. nach [Sperling 2006] die automatisierte Überwachung von Spannbetonbauteilen durch dynamische Steifigkeitsmessungen).

7.2.2.2 Nutzung der Inspektionsergebnisse

Die Berücksichtigung der Inspektions- bzw. Monitoringergebnisse führt zu einer deutlichen Verbesserung der Qualität der Bewertung. Die Ergebnisse können in unterschiedlicher Weise innerhalb der Bewertung berücksichtigt werden. Die Möglichkeiten sind:

- Direkte Übernahme der Inspektions- bzw. Monitoringergebnisse in das Berechnungsmodell: Bei dieser Vorgehensweise werden einzelne Parameter, zu denen bisher nur Schätzwerte vorlagen, durch die Mess- und Analyseergebnisse ersetzt. Angewendet wird dieses Verfahren überwiegend bei geometrischen Größen (z. B. Bauteilabmessungen, Betonüberdeckung).

Sind aufgrund der Unsicherheiten einzelne Parameter mit Streuungen in das Berechnungsmodell eingeflossen und können durch gezielte Bauwerksinspektion bzw. Monitoring die Werte als Konstanten angesetzt werden, so kann nach [JCSS 2001] die Veränderung des Zuverlässigkeitsindizes vereinfachend durch

$$\beta_{neu} = \frac{1}{\sqrt{1-\alpha_i^2}} \cdot \beta_{alt} \quad (7.1)$$

mit: α_i Sensitivitäts- bzw. Wichtungsfaktor des durch Monitoring beeinflussten Parameters

β_{neu}	Zuverlässigkeitsindex mit Einfluss des Monitorings
β_{alt}	Zuverlässigkeitsindex ohne Einfluss des Monitorings

beschrieben werden. Der Zusammenhang ist in **Abb. 7-5** dargestellt. Hieraus wird deutlich, dass erst ab einer Sensitivität des zu monitorierenden Parameters von 0,4 die Reduktion der Unsicherheiten groß genug wird, um den Zuverlässigkeitsindex um mindestens 10 % anzuheben.

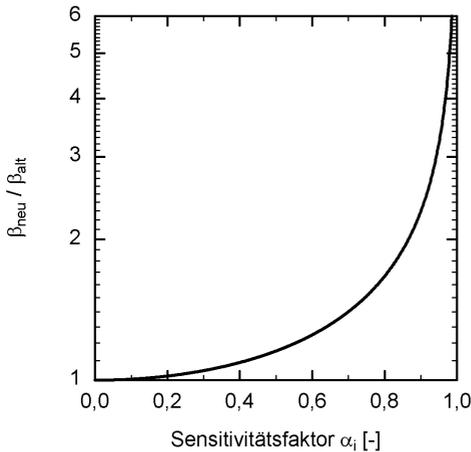


Abb. 7-5 Einfluss des Monitorings eines Parameters auf den Zuverlässigkeitsindex in Abhängigkeit dessen Sensitivität

- Indirekte Übernahme der Inspektions- bzw. Monitoringergebnisse in das Berechnungsmodell mittels eines Bayes'schen Updates: Diese Vorgehensweise entspricht den Ausführungen in Abschnitt 7.2.1. Sowohl die vorausgehend abgeschätzten als auch die neu ermittelten Parameter werden innerhalb der Zuverlässigkeitsanalyse berücksichtigt. Mehrheitlich findet diese Vorgehensweise Anwendung, wenn zeitabhängige Parameter (z. B. Carbonatisierungstiefe) durch Inspektions- bzw. Monitoringergebnisse eingegrenzt werden können. Grundsätzlich wäre es zwar auch hier möglich, die Mess- und Analyseergebnisse direkt in das Modell zu übernehmen. Hierauf sollte jedoch verzichtet werden, da auch die Ergebnisse der Bauwerksinspektion bzw. des Monitorings aufgrund ihres i. d. R. stichprobenhaften Charakters mit Unsicherheiten verbunden sind (siehe auch Anhang F). Gleichzeitig sind zumindest auf Basis der Ergebnisse eines Messzeitpunktes keine Prognosen möglich, so dass insgesamt durch die Kombi-

nation von Prognosemodell und Inspektions- bzw. Monitoringergebnissen eine deutlich verbesserte Qualität der Bewertung erzielt werden kann.

Wesentlich für die Durchführung einer konsistenten Lebensdauerprognose an bestehenden Bauwerken ist es, die baustoffliche Degradation als maßgebende Einflussgröße auf die Tragfähigkeitsreduktion über die Zeit bestimmen zu können. Aufbauend auf den hier betrachteten Schädigungsmechanismen werden nachfolgende Ansätze (siehe auch [DAfStb 2011]) verwendet, um die Ergebnisse der Bauwerksinspektion bzw. Monitoring in den Zuverlässigkeitsanalysen auf Basis der Schädigungsmodellen nach Abschnitt 5.3 zu berücksichtigen:

– Update der Carbonatisierungstiefe nach Gl. (5.3):

$$p_f = p \left\{ [x_{c,insp} - x_c(t_{insp})] < 0 \right\} \quad (7.2)$$

mit: $x_{c,insp}$ gemessene Carbonatisierungstiefe zum Inspektionszeitpunkt t_{insp}

– Update des Chloridmigrationskoeffizienten nach Gl. (5.11) bis (5.13):

$$p_f = p \left\{ D_{RCM,insp} - \sqrt{k_e \cdot k_t \cdot D_{RCM,0} \cdot t_{insp} \cdot \left(\frac{t_0}{t_{insp}} \right)^a} < 0 \right\} \quad (7.3)$$

mit: $D_{RCM,insp}$ gemessener Chloridmigrationskoeffizient zum Inspektionszeitpunkt t_{insp}

– Update des Chloridprofils nach Gl. (5.11) bis (5.13):

$$p_f = p \left\{ x_{insp} - \Delta x - \sqrt{4 \cdot D_{eff,t_{insp}} \cdot t_{insp}} \cdot \operatorname{erf}^{-1} \left[1 - \frac{C_{insp} - C_0}{C_{S,\Delta x} - C_0} \right] < 0 \right\} \quad (7.4)$$

mit: C_{insp} gemessener Chloridgehalt zum Inspektionszeitpunkt t_{insp} in der Tiefenlage x_{insp}

– Update des Chloridprofils nach Gl. (5.11) bis (5.13) mit Korrosionssensoren:

$$p_f = p \left\{ x_{crit} - \Delta x - \sqrt{4 \cdot D_{eff,t_{insp}} \cdot t_{insp}} \cdot \operatorname{erf}^{-1} \left[1 - \frac{C_{cr} - C_0}{C_{S,\Delta x} - C_0} \right] < 0 \right\} \quad (7.5)$$

mit: x_{crit} gemessene Überschreitung des kritischen, korrosionsauslösenden Chloridgehaltes zum Inspektionszeitpunkt t_{insp} in der Tiefenlage x_{insp} (als RAD-Verteilung in den logN-verteilten Grenzen zwischen aktivem und passivem Bereich mit Sensorsignal)

Die Anwendung der Ansätze wird exemplarisch in [Empelmann 2009d und Heumann 2009] beschrieben.

In beiden Fällen ist zu beachten, dass die Durchführung und Auswertung der Inspektions- bzw. Monitoringergebnisse teilweise mit Unsicherheiten (z. B. Unsicherheiten bei einer Messablesung oder Laboranalyse) verbunden sind (siehe auch [DAfStb 2011]). Diese Unsicherheiten können jedoch durch den Ansatz von Modellunsicherheiten in den Zuverlässigkeitsanalysen berücksichtigt werden. Weitere Ausführung zum Ansatz von Modellunsicherheiten enthält Abschnitt 7.3.

7.2.3 Belastungsversuche

Eine rechnerische Beurteilung des Tragverhaltens von Bauwerken und Bauteilen erfordert das Vorhandensein von abgesicherten Bewertungsansätzen und von den für die Anwendung dieser Ansätze notwendigen Informationen. Bei bestehenden Bauwerken liegen diese Informationen jedoch teilweise nicht vor bzw. eine ausreichende Tragsicherheit ist auf der Basis bekannter Ansätze in Verbindung mit den vorliegenden Informationen nicht nachweisbar.

Um dennoch die Sicherheit der Konstruktion gegenüber den Einwirkungen bewerten zu können, können Belastungsversuche durchgeführt werden (siehe z. B. [Heumann 2012]). Das direkte Ergebnis eines Belastungsversuches, ein deterministischer Nennwert der von der Konstruktion ohne Schädigung aufnehmbaren Einwirkung, kann als integrale Größe interpretiert werden. Sie ergibt sich aus den in der Konstruktion tatsächlich realisierten Materialeigenschaften, den teilweise im Versuch aktivierbaren, plastischen Tragreserven, den Auflagerbedingungen (Einspannungsverhältnis) bzw. der ggf. gegenüber der Stabstatik abweichenden Tragwirkung.

Nach [DIN 1045-1:2008, Abschnitt 5.2] ist die Verwendung eines aus Versuchen abgeleiteten Tragwiderstandes als Ersatz für rechnerische Nachweise ausdrücklich zulässig. Hinweise zur Durchführung von Belastungsversuchen an Betonbauwerken sind in [DAfStb 2000] zusammengestellt.

Das Vorgehen bei der Durchführung der Belastungsversuche veranschaulicht **Abb. 7-6**. In Abhängigkeit des Belastungsniveaus einer Einwirkungskombination zeigen Betonbauwerke ein für das Bauteil (z. B. statisches System, Abmessungen, verwendete Baustoffe) charakteristisches Antwortverhalten (z. B. Verformungen). Nach Überschreitung des Tragwiderstandes R_U des Gesamtsystems sind keine weitergehenden Laststeigerungen möglich, andernfalls ist ein Versagen unvermeidbar. Die lastabhängige Systemantwort und die Größe des Tragwiderstandes R_U sind i. d. R. vor der Durchführung der Probelastung weitestgehend unbekannt.

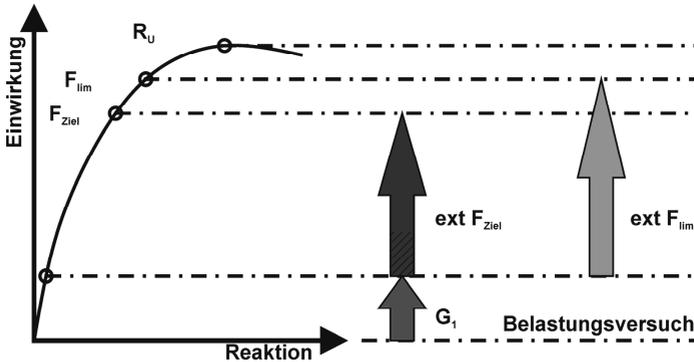


Abb. 7-6 Vorgehensweise zur Durchführung von Belastungsversuchen

Bereits durch das Eigengewicht $G_{k,l}$ bzw. durch quasi-ständige Nutzlasten hat sich meist schon eine Systemantwort eingestellt. Während der Probelastung werden zusätzliche Einwirkungen aufgebracht, bis eine definierte Versuchsziellast $ext F_{Ziel}$ erreicht wird. Die Versuchsziellast kann unter Berücksichtigung des Teilsicherheitskonzeptes mit

$$ext F_{Ziel} = \gamma_M \cdot \left(\left(\left(1 - \frac{1}{\gamma_M} \right) + (\gamma_{G,l} - 1) \right) \cdot G_{k,l} + \sum_i \gamma_{G,i} \cdot G_{k,i} + \sum_j \gamma_{Q,j} \cdot Q_{k,j} \right) \quad (7.6)$$

- mit:
- $ext F_{Ziel}$ Versuchszuellast
 - γ_M Teilsicherheitsbeiwert der Baustoffe
 - γ_G Teilsicherheitsbeiwert der ständigen Einwirkungen
 - γ_Q Teilsicherheitsbeiwert der veränderlichen Einwirkungen
 - $G_{k,l}$ ständige Einwirkungen vor Durchführung des Belastungsversuches
 - $G_{k,i}$ ständige Einwirkungen nach Durchführung des Belastungsversuches
 - $Q_{k,j}$ veränderliche Einwirkungen vor Durchführung des Belastungsversuches

bestimmt werden. Um weitestgehend eine Schädigung der Konstruktion oder angrenzender Bauteile zu vermeiden, darf die Versuchsziellast den Tragwiderstand R_U bzw. einen um einen Sicherheitszuschlag abgeminderten Wert $ext F_{lim}$ nicht überschreiten. Da dieser jedoch nicht bekannt ist, müssen durch versuchsbegleitende Messungen (z. B. Verformungsmessungen) und Versuchsbeobachtungen die ggf. möglichen, kritischen Änderungen des Antwortverhaltens vor einer Überschreitung des Tragwiderstandes identifiziert werden.

Um eine differenziertere Betrachtung der Zuverlässigkeit zu ermöglichen, ist neben der deterministischen Vorgehensweise (z. B. nach [DAfStb 2000]) auch eine probabilistische Analyse möglich. Hinsichtlich der Zuverlässigkeitsbetrachtungen ist zwischen den Zuständen vor, während und nach der Probelastung zu unterscheiden (siehe **Abb. 7-7**). Die Versagenswahrscheinlichkeit kann in allgemeiner Form mit

$$p_{f,b} = p(g(x) < 0) \quad (7.7)$$

$$p_{f,d} = p(g_d(x) < 0) \quad (7.8)$$

$$p_{f,a} = \frac{p(g(x) < 0 \cap g_d(x) > 0)}{p(g_d(x) > 0)} \quad (7.9)$$

mit:	$p_{f,b}$	Versagenswahrscheinlichkeit vor Probelastung unter Einschluss von Vorinformationen
	$p_{f,d}$	Versagenswahrscheinlichkeit während Probelastung
	$p_{f,a}$	Versagenswahrscheinlichkeit nach der Probelastung unter Einschluss von Vorinformationen
	$p_{f,a'}$	Versagenswahrscheinlichkeit nach der Probelastung ohne Vorinformationen
	$g(x)$	Grenzzustandsgleichung vor und nach der Probelastung, mit: $g = R - E$
	$g_d(x)$	Grenzzustandsgleichung während der Probelastung mit: $g_d = R - e_p$
	e_p	deterministische Probelast

beschrieben werden. Nach [Spaethe 1994] können Hinweise auf Qualitätsmängel durch eine Modifikation der Verteilungsfunktion in der Form

$$F_{\bar{R}}(X) = (1 - p_Q) \cdot F_R(X) + p_Q \cdot F_R(\Psi_Q \cdot X) \quad (7.10)$$

mit:	p_Q	Fehlerwahrscheinlichkeit
	Ψ_Q	Abminderungsbeiwert für den Widerstand bei Auftreten des Fehlers

als Mischverteilung berücksichtigt werden, wobei die Fehlerwahrscheinlichkeit auf Basis von baupraktischen Erfahrungen oder Messungen abgeschätzt werden muss.

Vor der Durchführung einer Probelastung ergibt sich aus den auf die Konstruktion einwirkenden Belastungen und dem unter Einschluss von Unsicherheiten angenommenen Widerstand eine bestimmte Versagenswahrscheinlichkeit. Während

der Probelastung wirkt eine deterministisch aufgebrachte Belastung, die im Verhältnis zu den charakteristischen Nutzlasten verhältnismäßig groß sein muss, um durch die Probelastung eine deutliche Reduktion von Unsicherheiten erzielen zu können. Gegenüber dem Zuverlässigkeitsniveau vor der Durchführung der Probelastung, ergibt sich während der Durchführung eine geringere Sicherheit. Um ein Versagen zu diesem Zeitpunkt auszuschließen, muss durch geeignete Maßnahmen eine sich abzeichnende Schädigung (Versagen mit Vorankündigung) rechtzeitig detektiert werden können bzw. durch eine sich selbst sichernde Konstruktion das Belastungsniveau der Probelastung vor einem Versagen reduziert werden. Nach der erfolgreichen Durchführung der Probelastung kann auf Basis der neu gewonnenen Informationen über das aufnehmbare Belastungsniveau der Konstruktion eine Neubewertung der Zuverlässigkeit durch die Anwendung des Bayes'schen Updates (siehe Abschnitt 3.5) erfolgen.

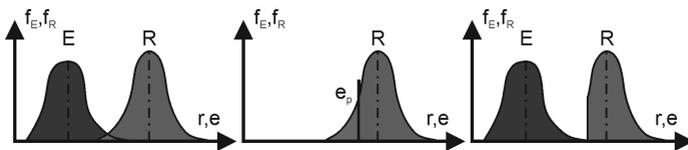


Abb. 7-7 Versagenswahrscheinlichkeit vor (links), während (mittig) und nach (rechts) der Probelastung in Anlehnung an [Spaethe 1994]

Die vorausgegangenen Betrachtungen zu den Gl. (7.7) bis (7.9) berücksichtigen neben der zusätzlichen Information durch die Probelastung, ein ursprünglich bereits bekanntes Widerstandsmodell. Sofern jedoch Hinweise auf das wirkliche Tragverhalten gänzlich fehlen und somit die Erstellung eines Widerstandsmodells nicht möglich ist, ist die bei der Probelastung festgestellte Tragfähigkeit die einzige Information über die aufnehmbaren Einwirkungen. Die untere Grenze der Zuverlässigkeit der Konstruktion kann somit alternativ durch

$$p_{fa'} = p(g_{mod}(X) < 0) \tag{7.11}$$

mit: $g_{mod}(X)$ Grenzzustandsgleichung (unterer Grenzwert) nach der Probelastung, jedoch ohne Vorinformationen, mit:

$$g_{mod} = e_p - E$$

beschrieben werden. Um die Wirkung der Probelastungen nochmals zu verdeutlichen, wurde eine Parameterstudie zu den Gl. (7.7) bis (7.11) mit dem Programmsystem SYSREL (siehe [RCP 2008]) durchgeführt.

Exemplarisch wurden dem Widerstand R mit $f_R(\log N; \mu_R; V = 15 \%)$ zwei Einwirkungen E_1 mit $f_{E1}(\text{ND}; \mu_{E1} = 0,375 \mu_R; V = 10 \%)$ und E_2 mit $f_{E2}(\text{GumD}(\text{max}); \mu_{E2} = 0,125 \mu_R; V = 30 \%)$ gegenübergestellt. Aus der Zusammenstellung der Ergebnisse (siehe **Abb. 7-8**) ist zu erkennen, dass das Verhältnis zwischen Probelast und Mittelwert des Widerstandes größer 60 % sein muss, um eine Verbesserung des Zuverlässigkeitsindizes um 10 % vor der Probelastung nachzuweisen. Liegen keine Informationen zur Tragfähigkeit der Konstruktion vor der Durchführung der Probelastungen vor, beträgt dieses Verhältnis ca. 80 %. Die Zuverlässigkeit der Konstruktion während der Probelastung sinkt auf ca. 70 % (mit Vorinformationen) bzw. ca. 40 % (ohne Vorinformationen) des Ausgangswertes.

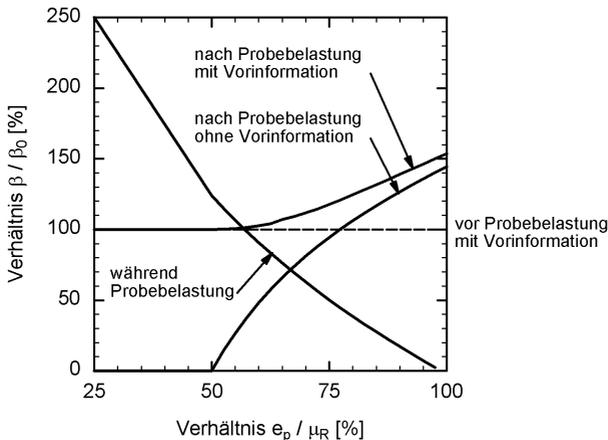


Abb. 7-8 Exemplarische Entwicklung des Zuverlässigkeitsindizes in Abhängigkeit des Verhältnisses zwischen Probelast und Mittelwert des Widerstandes während und nach einer Probelastung

Die einzelnen Zahlenwerte sind abhängig von der Grenzzustandsgleichung und insbesondere von den Unsicherheiten hinsichtlich der Tragfähigkeit und der Zusammensetzung der aufzunehmenden Einwirkungen nach der Probelastung. Als Maß für die Wirksamkeit wird in [Spaethe 1994] der Korrelationskoeffizient zwischen dem Sicherheitsabstand vor und während der Probelastung eingeführt. Der Korrelationskoeffizient ist dabei das Skalarprodukt der beiden Wichtungsfaktoren und ergibt sich, da die Last während der Probelastung deterministisch ist, vereinfachend zu

$$\begin{aligned}
 \rho &= -\alpha_b^T \cdot \alpha_d = \begin{pmatrix} \alpha_R \\ \alpha_E \\ \alpha_p \end{pmatrix}_b^T \cdot \begin{pmatrix} \alpha_R \\ \alpha_E \\ \alpha_p \end{pmatrix}_d = \begin{pmatrix} \alpha_R \\ \alpha_E \\ \alpha_p \end{pmatrix}_b^T \cdot \begin{pmatrix} -1 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}_d \\
 &\triangleq -\alpha_b^T = \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{\sigma_E}{\sigma_R}\right)^2}}
 \end{aligned} \tag{7.12}$$

für normalverteilte Tragwiderstände und Einwirkungen.

Der Zusammenhang ist in **Abb. 7-9** dargestellt. Bei einem Korrelationskoeffizienten nahe 1,0, d. h. großen Streuungen des Widerstandes und kleinen Streuungen der Einwirkungen bzw. einer großen „Ähnlichkeit“ der Probelastung mit den wirklichen Belastungsverhältnissen, ergibt sich eine maximale Verringerung der Versagenswahrscheinlichkeit. Demgegenüber führt der umgekehrte Fall zu keiner Verbesserung. Für **Abb. 7-8** beträgt der Korrelationskoeffizient 0,75.

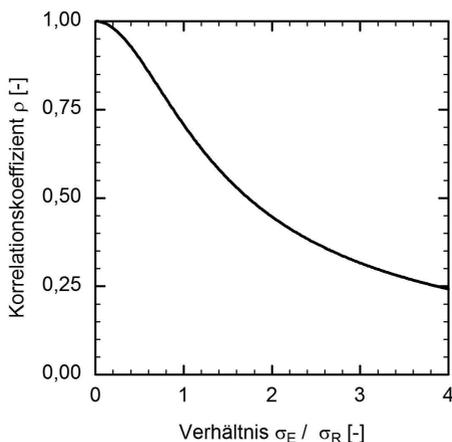


Abb. 7-9 Korrelationskoeffizient in Abhängigkeit des Verhältniswertes der Streuungen von Einwirkung und Widerstand

Aus den Ausführungen in Verbindung mit **Abb. 7-9** ergibt sich anschaulich, dass Probelastungen insbesondere dann vorteilhaft angewendet werden können, wenn die Zuverlässigkeit im Wesentlichen durch die Streuungen des Widerstandes und nicht die der Einwirkungen beeinflusst wird. Insgesamt können folgende, allgemeine Rückschlüsse gezogen werden:

- Liegen bereits vor der Durchführung der Probebelastung Kenntnisse hinsichtlich des Tragverhaltens vor, die innerhalb einer geeigneten Grenzzustandsgleichung beschrieben werden können, so kann rechnerisch eine größere Zuverlässigkeit durch eine Probebelastung bestimmt werden.
- Um eine signifikante Steigerung der Zuverlässigkeit der Konstruktion durch eine Probebelastung nachzuweisen, müssen deutlich größere Probelasten als die quasi-ständigen Nutzlasten aufgebracht werden.
- Während der Probebelastung sinkt die Zuverlässigkeit der Konstruktion verhältnismäßig stark, wodurch auch ein Versagen der Konstruktion grundsätzlich möglich ist. Es ist daher zweckmäßig, durch vorausgehende Untersuchungen und versuchsbegleitende Beobachtungen ein „Versagensmechanismus mit Vorankündigung“ sicherzustellen und Vorkehrungen zu treffen, die Konstruktion bei Eintritt eines kritischen Zustandes umgehend entlasten bzw. abfangen zu können.

Die Fragestellung, wie die Zuverlässigkeit bestehender, nicht direkt beprobter Konstruktionen aus den an einer definierten Anzahl von Probebelastung an Bauteilen mit den gleichen Produktionsmerkmalen bewertet werden kann, wird ergänzend in [Spaethe 1997] thematisiert. Für das zuvor dargestellte Beispiel ist nach diesen Ansätzen die Entwicklung des Zuverlässigkeitsindex eines nicht direkt beprobten Elementes in Abhängigkeit der hier einheitlich gewählten Probelast der beprobten Elemente aus der gleichen Grundgesamtheit rechnerisch im Rahmen einer Parameterstudie untersucht worden und in **Abb. 7-10** dargestellt.

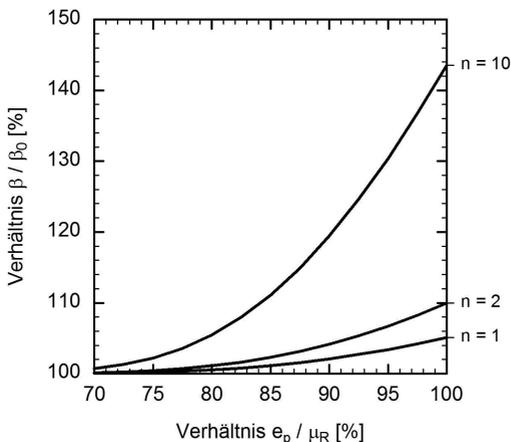


Abb. 7-10 Exemplarische Entwicklung des Zuverlässigkeitsindex eines nicht beprobten Elementes in Abhängigkeit der Anzahl der beprobten Elemente einer Grundgesamtheit

Es lässt sich ableiten, dass erwartungsgemäß die Versagenswahrscheinlichkeit des nicht direkt beprobten Elementes mit wachsender, erfolgreicher Versuchsanzahl sinkt. Für einen signifikanten Zuwachs sind große Probelasten und eine Vielzahl von Versuchen notwendig. Baupraktisch ist bei dieser Vorgehensweise zu beachten, dass Baukonstruktionen mehrheitlich durch lokale Effekte beeinflusst werden und häufig Unikate darstellen.

Da diese Vorgehensweise, die detaillierte Vorinformationen über das Tragverhalten der Grundgesamtheit voraussetzt, somit nur in Ausnahmefällen zur Anwendung kommen kann, wir auf eine ausführliche Darstellung der Ansätze verzichtet.

Eine andere Situation liegt vor, wenn die Möglichkeit von Ausführungsfehlern bei einer Vielzahl von Elementen aus der gleichen Grundgesamtheit (gleiche Herstellungs- bzw. Verarbeitungsbedingungen, gleiche Exposition) beurteilt werden soll, jedoch z. B. aufgrund der Zugänglichkeit oder wirtschaftlicher Erwägungen nur eine begrenzte Anzahl von Elementen untersucht werden kann. Hierbei ist der durch die Stichprobenprüfung erzielbare Erkenntniszuwachs abhängig von dem Umfang der durchgeführten Einzelprüfungen.

Die Beschreibung dieses neuen Kenntnisstandes kann nach [JCSS 2001] durch eine diskrete a posteriori Wahrscheinlichkeitsverteilung in der Form

$$f(y) = \frac{n+1}{s+y+1} \binom{m}{y} \binom{n}{s} \left[\binom{m+n+1}{s+y+1} \right]^{-1} \quad (7.13)$$

mit:	y	Anzahl der vermutet schadhaften Elemente in der Grundgesamtheit
	n	Anzahl der Elemente in der Stichprobe
	s	Anzahl der schadhaften Elemente in der Stichprobe
	m	Anzahl der noch nicht geprüften Elemente mit:
	m	$= N - d - n$
	N	Gesamtanzahl der Elemente der Grundgesamtheit
	d	Anzahl der vorausgehend bereits als schadhaft bekannten Elemente

erfolgen, bei der die zugrunde liegende, jedoch unbekannte Verteilung des Schadens nicht mit einfließt.

Um die Abhängigkeit zwischen Probenumfang und Eintrittswahrscheinlichkeit eines definierten Gesamtschadigungsgrades exemplarisch darzustellen, wird nachfolgend eine Grundgesamtheit von 1000 Elementen betrachtet, bei denen eine unterschiedliche Anzahl von Elementen mit einer Stichprobe untersucht und daraus eine definierte Anzahl als schadhaft identifiziert wird.

In **Abb. 7-11** sind die Ergebnisse, d. h. die Eintrittswahrscheinlichkeit eines definierten Gesamtschadigungsgrades in Abhängigkeit von Stichprobenumfang um

maximal einem schadhafte Element, dargestellt. Hieraus lässt sich erwartungsgemäß ableiten, dass die Wahrscheinlichkeit größerer Gesamtschadigungsgrade an der Grundgesamtheit sinkt, je mehr Elemente mit der Stichprobe untersucht werden. Wird in der Stichprobe jedoch ein schadhafte Element identifiziert, so vergrößert sich die Wahrscheinlichkeit für größere Schädigungsgrade insbesondere bei kleinen Stichprobenumfängen beträchtlich. Vollständig kann eine Schädigung nur dann ausgeschlossen werden, wenn alle Elemente der Grundgesamtheit untersucht werden, wobei auch dies eine „nicht fehlerhafte“ Inspektion voraussetzt.

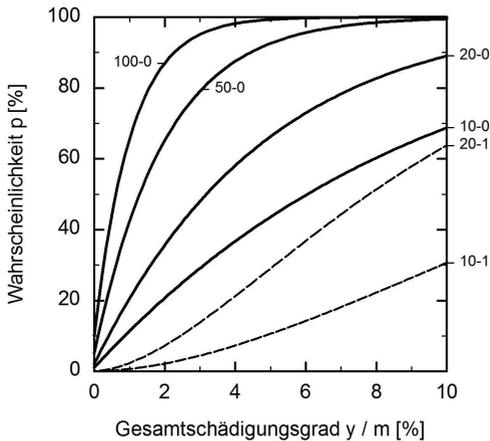


Abb. 7-11 Exemplarische Abhängigkeit zwischen Probenumfang und Eintrittswahrscheinlichkeit eines Gesamtschädigungsgrades (Aufbau Bezeichnung: n-s nach Gl. (7.13))

Baupraktisch wird es in vielen Fällen nicht möglich sein, einen zulässigen Gesamtschädigungsgrad vorzugeben, aus dem dann ein notwendiger Stichprobenumfang abgeleitet werden kann, da i. d. R. in Verbindung mit der betrachteten Elementeigenschaft Fragen zur Standsicherheit verbunden sind. Dies wird an dem Beispiel von Dachelementen in einer Industriehalle deutlich, bei denen ein Verdacht hinsichtlich eingeschränkter Standsicherheit durch Ausführungsfehler vorliegt. In der Übertragung auf das vorgestellte Beispiel folgt, dass mit ca. 90 % Wahrscheinlichkeit der Gesamtschädigungsgrad kleiner als 2 % der Elementgesamtanzahl ist, sofern 10 % aller Elemente (100 Elemente) in der Stichprobe untersucht werden. Somit kann durch die Untersuchung ein Versagen mit einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10 % auf eine Elementanzahl von 20 Elementen begrenzt werden. Geht von dem Versagen eines einzelnen Elementes bereits ein erhebliches

Schadenspotential aus, hier z. B. das Herabfallen von Dachelementen auf Menschen und Maschinen, so wird das Ergebnis voraussichtlich nicht als ausreichend akzeptiert werden können.

Wenn somit häufig aufgrund fehlender Vorgaben keine quantitativen Aussagen aus dem vorgestellten Zusammenhang gewonnen werden können, so kann dennoch in Abhängigkeit der objektspezifischen Randbedingungen qualitativ die Bedeutung ausreichend großer Stichprobenumfänge für die Bewertung bestehender Bauwerke deutlich gemacht werden.

7.3 Modellunsicherheiten in Abhängigkeit des Kenntnisstandes

Modellunsicherheiten sind bei den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit ein wesentlicher Bestandteil eines probabilistischen Zuverlässigkeitskonzeptes (siehe auch Abschnitt 4) und können als Indikator für die Wirklichkeitsnähe eines Einwirkungs- bzw. Widerstandsmodells einschließlich dessen Eingangsgrößen interpretiert werden.

Für die Bewertung bestehender Bauwerke können die Modellunsicherheiten für die Einwirkungsmodelle entsprechend den Literaturangaben (siehe Anhang D) angesetzt werden. Nachfolgend werden in Anlehnung an [Hansen 2003 und JCSS 2001] und ähnlich z. B. in [Braml 2010 und Fischer 2010] die Modellunsicherheiten für die Einwirkungen nach **Tabelle 7-1** angenommen.

Tabelle 7-1 Festlegung Modellunsicherheiten (Einwirkung) mit Mittelwert 1,0 (Typ: ND)

Bewertung der Güte / Kenntnis	Stabtragwerk	Flächentragwerk
Normalkraftbeanspruchung	0,05	-
Biegebeanspruchung	0,07	0,10
Querkraftbeanspruchung	0,15	0,10

Demgegenüber müssen die Modellunsicherheiten für die Widerstandsmodelle zur Bewertung bestehender Bauwerke modifiziert werden, da die Wirklichkeitsnähe eines Widerstandsmodells abhängig ist von:

- Güte des Bemessungsmodells (d. h. Größe der Abweichungen zwischen dem wirklichen bzw. dem im Versuch ermittelten Bauteilverhalten und dem durch das Modell prognostizierten Verhaltens) und
- Kenntnisgrad hinsichtlich der verwendeten Baustoffeigenschaften und des baulichen Erhaltungszustandes des Tragwerkes.

Angaben in der Literatur zu Modellunsicherheiten beziehen sich i. d. R. lediglich auf den ersten Aspekt. Dies wird dadurch begründet, dass die statistisch bedingten Unsicherheiten einzelner Modelleingangsgrößen unmittelbar bei den Parametern berücksichtigt werden können.

Dieses übliche Vorgehen wird im Rahmen des hier entwickelten Bewertungskonzeptes jedoch nicht als ausreichend angesehen, da z. B. bei intensiv geschädigten Querschnitten grundsätzlich zwar einzelne Parameteränderungen (z. B. Korrosionsabtrag an der Bewehrung) am Bauwerk erfasst werden können, jedoch auch die Erfassung am Bauwerk insgesamt mit Unsicherheiten verbunden ist, die einen erheblichen Einfluss auf die Wirklichkeitsnähe eines Modells und somit auf den Ansatz des Modellunsicherheitsfaktors haben kann. Zusätzlich muss berücksichtigt werden, dass durch Bauteiluntersuchungen Hinweise auf das wirkliche Tragverhalten (z. B. durch Rissbildung) gewonnen werden können, die z. B. durch die Möglichkeit einer deutlich verbesserten Interpretation der Bewertungsergebnisse bzw. der gezielteren Auswahl eines geeigneten Bemessungsansatzes zu einer Steigerung der Wirklichkeitsnähe des Widerstandsmodells führt.

In der Literatur werden teilweise diese Überlegungen bereits berücksichtigt. So wird z. B. in [Braml 2010] eine Modellunsicherheit als Zusatz zur Modellunsicherheit für das Bemessungsmodell in Abhängigkeit des Zustandes des betrachteten Tragwerks vorgeschlagen. Liegen kleine, geringfügige oder vereinzelte Schäden vor, so wird ein Variationskoeffizient von 8,7 % angesetzt. Demgegenüber sollen bei ausgeprägten Mängeln oder Schäden ein Wert von 17,3 % verwendet werden. Der Mittelwert wird in beiden Fällen mit einem Wert von 1,0 als normalverteilt angesetzt.

In [Road Directorate Denmark 2004] wird demgegenüber ein komplexerer Ansatz zur Festlegung des Modellunsicherheitsfaktors verfolgt. Als Modellunsicherheit wird ein lognormalverteilter Wert von 1,0 mit einem Variationskoeffizienten von

$$V_{l,m} = \sqrt{V_{l,1}^2 + V_{l,2}^2 + V_{l,3}^2 + 2 \cdot (\rho_1 \cdot V_{l,1} + \rho_2 \cdot V_{l,2} + \rho_3 \cdot V_{l,3})} \quad (7.14)$$

mit:

- $V_{l,m}$ Gesamtvariationskoeffizient der Modellunsicherheit (Widerstand) mit einem Mittelwert 1,0 (Typ der Verteilung: logN)
- $V_{l,i}$ Variationskoeffizient der Modellunsicherheit (Widerstand) der Einflussgrößen nach **Tabelle 7-2**
- ρ_i Korrelationskoeffizient der Modellunsicherheit (Widerstand) der Einflussgrößen nach **Tabelle 7-3**

angesetzt. In dem Ansatz wird der Variationskoeffizient aus den drei Kategorien „Beanspruchung bzw. Bemessungsmodell“, „Baustoffparameter“ und „Identität der Baustoffe“ bestimmt. Jede Kategorie ist in drei Stufen unterteilt, denen Eingangsparameter für Gl. (7.14) zugeordnet sind (siehe **Tabelle 7-2** und **Tabelle 7-3**). Aus Gl. (7.14) ergeben sich Variationskoeffizienten der Modellunsicherheit zwischen 0,00 und 0,43.

Tabelle 7-2 Modellunsicherheiten (Widerstand) nach [Road Directorate Denmark 2004]

Kategorie		Bewertung der Güte / Kenntnis		
		Gering	Mittel	Hoch
Beanspruchung / Bemessungsmodell	$V_{i,1}$	0,04 ¹⁾	0,06 ²⁾	0,09 ³⁾
Baustoffparameter	$V_{i,2}$	0,04 ⁴⁾	0,06 ⁵⁾	0,09 ⁶⁾
Identität der Baustoffe	$V_{i,3}$	0,04 ⁷⁾	0,06 ⁸⁾	0,09 ⁹⁾

¹⁾ Berechnungsmodelle mit zutreffender Abbildung der Wirklichkeit

(ggf. auch unter Beachtung von Exzentrizitäten und Theorie 2. Ordnung)

²⁾ baupraktisch anerkannte Modelle allgemein

³⁾ stark vereinfachte Modelle

⁴⁾ maßgebender Baustoff z. B. Betonstahlbewehrung

⁵⁾ maßgebender Baustoff z. B. Baustahl

⁶⁾ maßgebender Baustoff z. B. Beton (Wert kann durch Materialuntersuchungen reduziert werden)

⁷⁾ Materialgüteangaben gem. Baustoffuntersuchungen

⁸⁾ (unzweifelhafte) Materialgüteangaben gem. Ausführungsplanung

⁹⁾ abgeschätzte Werte oder bei zweifelhaften Materialgüteangaben

Tabelle 7-3 Korrelationskoeffizienten der Modellunsicherheiten (Widerstand) nach [Road Directorate Denmark 2004]

Bewertung der Güte / Kenntnis	Gering	Mittel	Hoch
Korrelationskoeffizient ρ_i	-0,3	0,0	0,3

Da der Ansatz nach [Road Directorate Denmark 2004] bereits grundlegende Einflüsse auf die Modellunsicherheit in einer sehr abgestuften Form berücksichtigt, jedoch hinsichtlich der Unterteilung der einzelnen Stufen verhältnismäßig allgemein ist, wird dieser Ansatz nachfolgend modifiziert und erweitert, um so Modellunsicherheiten auch in Abhängigkeit des Kenntnisstandes über das Tragwerk für bestehende Bauwerke festlegen zu können.

Betrachtet wird als Kategorien die Wirklichkeitsnähe des Bemessungsmodells, der Kenntnisgrad hinsichtlich der Rechenkennwerte zu den Baustoffgütern und der

Kenntnisgrad zu dem Nachweisquerschnitt. In den **Tabelle 7-4** bis **Tabelle 7-6** sind die einzelnen Kategorien in drei Stufen unterteilt und diesen Beispiele zugeordnet zur Anwendung auf bestehende Bauwerke zugeordnet.

Tabelle 7-4 Kategorien zur Modellunsicherheit hinsichtlich des Bemessungsmodells

Kategorie	Beschreibung	Beispielhafte Kriterien
M1	wirklichkeitsnahe Modelle	Zug- und Drucknormalkraft, Biegung
M2	vereinfachende Modelle	Querkraft, Durchstanzen
M3	stark vereinfachende Modelle	Ermüdung, Torsion

Tabelle 7-5 Kategorien zur Modellunsicherheit hinsichtlich der Baustoffgüte

Kategorie	Beschreibung	Beispielhafte Kriterien
G1	Rechenkennwerte (wirklichkeitsnah) bekannt	<u>Beton</u> : vertiefte Kenntnisse durch Baustoffuntersuchungen <u>Betonstahl / Spannstahl</u> : Kenntnisse durch Angaben zur Ausführung
G2	Rechenkennwerte bekannt	<u>Beton</u> : Kenntnisse durch Angaben zur Ausführung und begründete Annahme einer anforderungsgerechten Qualitätssicherung <u>Betonstahl / Spannstahl</u> : siehe G1
G3	Rechenkennwerte näherungsweise bekannt	<u>Beton</u> : Näherungseinstufung z. B. mittels Mischungsverhältnissen bzw. bei Hinweisen auf fehlende Qualitätssicherung bei Herstellung <u>Betonstahl / Spannstahl</u> : Materialdegradation (d. h. Korrosion) beeinflusst Rechenkennwerte deutlich (z. B. Ermüdung, Spannstahl allg.)

Tabelle 7-6 Kategorien zur Modellunsicherheit hinsichtlich des Nachweisquerschnittes

Kategorie	Beschreibung	Beispielhafte Kriterien
Q1	Querschnittsaufbau (wirklichkeitsnah) bekannt	<p><u>Beton</u>: Bauteiluntersuchung ergibt keine Hinweise auf Schäden bzw. Mängel (z. B. Hohlstellen, Abplatzungen), maßgeb. Abmessungen werden vor Ort ermittelt</p> <p><u>Betonstahl / Spannstahl</u>: Bauteiluntersuchung ergibt keine Hinweise auf Korrosionsschäden, Lage und Art der Tragbewehrung wird vor Ort ermittelt bzw. kann als gesichert gelten (z. B. Spannstahlbewehrung)</p>
Q2	Querschnittsaufbau bekannt	<p><u>Beton</u>: maßgeb. Abmessungen werden den Ausführungsunterlagen entnommen, kein Hinweis auf Schäden bzw. Mängel vorhanden oder Auswirkungen der Schäden bzw. Mängel ist durch Bauteiluntersuchungen rechnerisch erfassbar</p> <p><u>Betonstahl / Spannstahl</u>: Lage und Art der Tragbewehrung wird den Ausführungsunterlagen entnommen, kein Hinweis auf Korrosionsabtrag vorhanden oder Korrosionsabtrag ist durch Bauteiluntersuchungen rechnerisch erfassbar</p>
Q3	Querschnittsaufbau näherungsweise bekannt	<p><u>Beton</u>: maßgeb. Abmessungen werden den Ausführungsunterlagen entnommen, Hinweis auf Schäden bzw. Mängel vorhanden und Auswirkungen werden durch stichprobenhafte Bauteiluntersuchungen abgeschätzt</p> <p><u>Betonstahl / Spannstahl</u>: Lage und Art der Tragbewehrung wird den Ausführungsunterlagen entnommen, Hinweis auf Korrosionsabtrag vorhanden und Auswirkungen werden durch stichprobenhafte Bauteiluntersuchungen abgeschätzt</p>

Den einzelnen Stufen werden sinngemäß die in **Tabelle 7-2** und **Tabelle 7-3** beschriebenen Werte zugeordnet, die mit Gl. (7.14) zu einem Variationskoeffizienten der Modellunsicherheit zusammengefasst werden. Zur Vereinfachung der Auswertung ist es jedoch zweckmäßig, die Ergebnisse in Bewertungsmatrizen zusammenzufassen (siehe **Tabelle 7-7**). Bei der Aufstellung der Bewertungsmatrizen wurden jedoch hinsichtlich zweier Aspekte von den Ergebnissen nach Gl. (7.14) abgewichen:

- Da der Ansatz des Variationskoeffizienten der Modellunsicherheiten in jedem Fall nur eine Näherung an das wirkliche Verhalten bewirkt, ist es ausreichend genau, eine Stufung der Werte des Variationskoeffizienten in einer Schrittweite von 0,05 einzuführen. Hierdurch wird die Übersichtlichkeit verbessert.
- Nach [Road Directorate Denmark 2004] ergeben sich bei bestimmten Kombinationen der Kategorien Werte von Null für den Variationskoeffizienten, was dem Wegfall der Modellunsicherheit gleichzusetzen ist. Dies bedeutet, dass das Widerstandsmodell das wirkliche Verhalten vollständig abbilden kann. Da jedoch auch trotz intensiver Bauteiluntersuchungen bei baupraktischen Anwendungen Unsicherheiten bestehen bleiben, wird mit Ausnahme begründeter Einzelfälle ein Mindestwert des Variationskoeffizienten von 5 % eingeführt, der in unterschiedlichen Literaturangaben als unterer Wert angeführt wird (siehe Anhang D).

Tabelle 7-7 unterscheiden sich hinsichtlich der Kategorie „Bemessungsmodell“. Die in den Tabellen ausgewiesenen Variationskoeffizienten sind in Verbindung mit einem lognormalverteilten Mittelwert von 1,0 anzusetzen.

Tabelle 7-7 Festlegung Modellunsicherheiten (Widerstand) für Kategorie M1 bis M3

	Kategorie M1			Kategorie M2			Kategorie M3		
	Q1	Q2	Q3	Q1	Q2	Q3	Q1	Q2	Q3
G1	0,05 ¹⁾	0,05 ¹⁾	0,15	0,05 ¹⁾	0,05	0,20	0,15	0,20	0,30
G2	0,05 ¹⁾	0,05	0,20	0,05	0,10	0,25	0,20	0,25	0,35
G3	0,15	0,20	0,30	0,20	0,25	0,35	0,30	0,35	0,45

¹⁾ Reduzierung im begründeten Einzelfall möglich

In **Tabelle 7-8** sind ausgewählte Anwendungsfälle und die resultierenden Modellunsicherheiten zusammengestellt. Zusätzlich sind Erläuterungen ergänzt, die eine Einordnung der Größe der einzelnen Variationskoeffizienten ermöglichen. Aus **Tabelle 7-8** folgt, dass die auf Basis dieses Ansatzes festgelegten Variationskoeffizienten bei einem auf den Ausführungsunterlagen basierenden Kenntnisstand hinsichtlich des als ungeschädigt angenommenen Tragwerkes (d. h. Regelfall bei der Ausführungsplanung von Neubauwerken) innerhalb des in der Literatur angegebenen Wertebereiches liegen. Werden im Rahmen von Bauwerksinspektionen zusätzliche Angaben zu den verwendeten Baustoffen bzw. dem Aufbau des Bemessungsquerschnittes gewonnen, reduziert sich der Variationskoeffizient. Werden

hingegen Schäden (z. B. durch Bewehrungskorrosion) am Tragwerk festgestellt, jedoch hinsichtlich ihres Umfangs nicht weitergehend untersucht, so vergrößert sich der Variationskoeffizient deutlich.

Tabelle 7-8 Beispiele zur Auswahl der Modellunsicherheit (Widerstand)

Nr.	Beispiel	M	G	Q	V	Erläuterung
1	Biegung, Kenntnis durch Dok. zur Ausführung, ohne Korrosion	1	2	2	0,05	entspricht Ansätzen aus Literatur
2	Querkraft, Kenntnis durch Dok. zur Ausführung, ohne Korrosion	2	2	2	0,10	entspricht Ansätzen aus Literatur
3	Torsion, Kenntnis durch Dok. zur Ausführung, ohne Korrosion	3	2	2	0,25	entspricht Ansätzen aus Literatur
4	siehe Nr. 1, jedoch mit Korrosion	1	2	3	0,20	gegenüber Nr. 1 deutliche Vergrößerung
5	siehe Nr. 4, jedoch mit Korrosion an Spannstahlbewehrung	1	3	3	0,30	gegenüber Nr. 4 deutliche Vergrößerung aufgrund höherer Empfindlichkeit
6	siehe Nr. 4, jedoch mit Bauteiluntersuchungen	1	2	2	0,05	gegenüber Nr. 1 keine zusätzl. Unsicherheit vorh.
7	siehe Nr. 5, jedoch mit Bauteiluntersuchungen	1	3	2	0,25	gegenüber Nr. 5 keine deutliche Verminderung aufgrund der Unsicherheiten
8	siehe Nr. 1, jedoch mit Bauteiluntersuchungen	1	2	1	0,05	gegenüber Nr. 1 keine zusätzl. Unsicherheit vorh.

Aufgrund der Einführung eines Mindestwertes der Modellunsicherheit ergibt sich in bestimmten Kategoriekombinationen die Situation, dass durch zusätzliche Maßnahmen (d. h. Bauteiluntersuchungen) keine bzw. nur im begründeten Einzelfall Verminderung des Modellunsicherheitsfaktors möglich ist. Verbesserungen in der Aussagegenauigkeit ergeben sich in diesem Fall jedoch weiterhin durch die Anpassung einzelner, durch die Bauteiluntersuchungen eingegrenzter Parameter.

Zur Verdeutlichung des Einflusses der Modellunsicherheit werden nachfolgend die Ergebnisse eigener Parameterstudien in **Abb. 7-12** zusammengefasst. In den Parameterstudien wurde hinsichtlich der Einwirkungen ein Variationskoeffizient von $V_E = 0,08$ (typisch für ständige Lasten) bzw. von $V_E = 0,30$ (typisch für Verkehrslasten im Hochbau, siehe auch **Tabelle 3-12**) und ein Variationskoeffizient des Widerstandes von $V_R = 0,10$ (typisch für Bewehrungsstahl, siehe **Tabelle 3-13**)

angesetzt. Als Verhältnis der jeweils normalverteilt angesetzte Mittelwerte wurde ein Wert von 3,0 berücksichtigt. Die Modellunsicherheit der Einwirkungen wurde nach **Tabelle 7-1** für biegebeanspruchte Stabtragwerke angesetzt. Die Modellunsicherheit des Widerstandes wurde mit einem lognormalverteilten Mittelwert von 1,0 und einem Variationskoeffizienten zwischen 0,05 und 0,50 variiert.

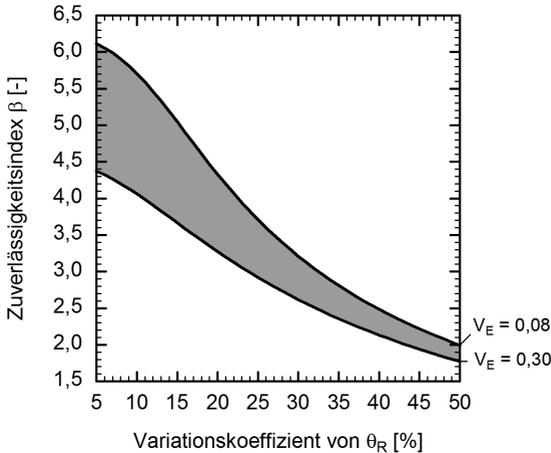


Abb. 7-12 Exemplarische Abhängigkeit des Zuverlässigkeitsindex von der Modellunsicherheit des Widerstandes

Bei dem Ansatz einer Modellunsicherheit von 5 % ergibt sich für das Beispiel ein Zuverlässigkeitsindex zwischen ca. 4,5 und 6,0. Sowohl die angesetzten Parameter als auch die errechneten Zuverlässigkeitsindizes entsprechen üblichen Verhältnissen bei biegebeanspruchten Querschnitten. Aus den Ergebnissen der Parameterstudie kann abgeleitet werden, dass die Modellunsicherheit einen deutlichen Einfluss auf den Zuverlässigkeitsindex hat. Bei diesem Beispiel wird ein häufig als Grenzwert verwendeter Zuverlässigkeitsindex von 3,8 (siehe auch Abschnitt 3.2) ab ca. einem Variationskoeffizienten von 20 % unterschritten. Entsprechend den Beispielen für biegebeanspruchte Querschnitte in **Tabelle 7-8** entspricht dies dem Fall eines korrosionsgeschädigten Stahlbetonbauteils, bei dem jedoch das Schadensausmaß nur stichprobenhaft am Bauteil untersucht wird. Sofern gleichzeitig ein größerer Korrosionsabtrag zu berücksichtigen ist, ist die Tragsicherheit rechnerisch nicht mehr gegeben. Nur durch eine detaillierte Bauwerksuntersuchung ist ein Nachweis der Tragsicherheit noch möglich.

Zusammenfassend werden im Rahmen des Bewertungskonzeptes für bestehende Bauwerke die Modellunsicherheiten für die Einwirkungsmodelle entsprechend **Tabelle 7-1** bzw. für die Widerstandsmodelle nach **Tabelle 7-7** bei den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit angesetzt.

7.4 Zufallsfelder und Korrelationen

Die verfügbaren Ansätze zur Beschreibung der Dauerhaftigkeit von Betonbauteilen (siehe Abschnitt 5) erlauben eine verhältnismäßig wirklichkeitsnahe Erfassung der Baustoffdegradation über die Zeit. Jedoch stellen dabei die Ansätze eine Globalmodellierung dar, d. h. dass innerhalb eines betrachteten Bauabschnittes gleicher Exposition eine gleichmäßige Degradation unterstellt wird.

Demgegenüber zeigen die Ergebnisse von Bauwerksinspektion, dass innerhalb vermeintlich ähnlicher Abschnitte, unterschiedliche Zustandsentwicklungen auftreten und somit bereichsweise ein unterschiedlicher Instandsetzungsbedarf besteht. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Betondeckung, die Betonqualität (z. B. der inverse Carbonatisierungswiderstand und der Chloridmigrationskoeffizient) aber auch die umgebungsbedingten Einwirkungen (wie z. B. oberflächennah anstehende Chloridkonzentration) räumlichen Streuungen unterliegen.

In **Abb. 7-13** ist exemplarisch die Fluktuation einer Bauteileigenschaft (z. B. Carbonisierungstiefe) als breitbandiger Prozess mit höherfrequenten Anteilen dargestellt. Der Trägerprozess lässt sich durch langwellige Instationaritäten (z. B. Verdichtung des Betons) erklären und wird durch einen Störprozess infolge höherfrequenter Instationaritäten (z. B. Grobzuschlag des Betons) überlagert. Ebenfalls in **Abb. 7-13** dargestellt ist die Betrachtungsweise der Globalmodellierung, die eine bereichsweise Mittelung vorsieht.

Nach [Hergenröder 1992] weist der Trägerprozess der carbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion eine Wellenlänge von ca. 1,0 m bis 2,0 m auf, während nach [Malioka 2009] die Wellenlänge bei chloridinduzierter Bewehrungskorrosion ca. 0,5 m beträgt. In **Tabelle 7-9** sind Anhaltswerte für Wellenlänge zusammengestellt, die der Literaturlauswertung in [FIB 2011] entnommen wurden.

Die jeweiligen Wellenlängen können nach [Empa 2006] dem doppelten Korrelationsradius der betrachteten Eigenschaft gleichgesetzt werden. Dies bedeutet, dass innerhalb der durch den Korrelationsradius umschlossenen Zone ein identisches Grundverhalten vorausgesetzt werden kann. Aus Vereinfachungsgründen können die Zonen mit quadratischem Grundriss mit Kantenlängen entsprechend der Wellenlänge idealisiert werden.

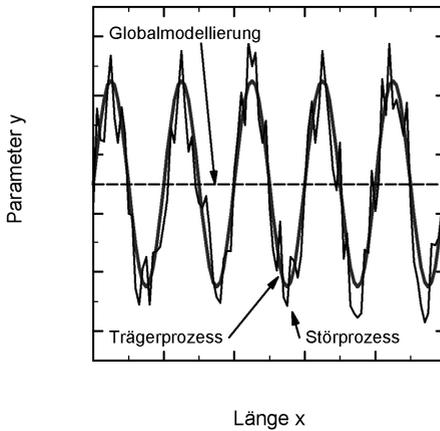


Abb. 7-13 Exemplarische Fluktuation von Bauteileigenschaften über eine Bauteillänge

Tabelle 7-9 Anhaltswerte für Wellenlänge bestimmter Eigenschaft aus [FIB 2011]

Eigenschaft	Wellenlänge
Betondruckfestigkeit	0,5 m
Betonüberdeckung	0,5 m
Potentialfelder	1,0 m
Luftpermeabilität	0,5 m
Chloridmigration	0,8 m

Bei einer Unterteilung eines Bauwerkes in Zonen mit den Abmessungen der oben beschriebenen Wellenlänge der Trägerprozesse ergibt sich die Erkenntnis, dass zwischen Streuungen innerhalb einer Zone und Streuungen innerhalb eines Abschnittes (z. B. nach Globalmodellierung) zu unterscheiden ist (siehe auch [Malioka 2009]), was insbesondere für die Konzeptionierung und Durchführung von Bauwerksinspektionen von Bedeutung ist. Werden z. B. Baustoffproben lediglich aus einem kleinen Flächenteil der Grundgesamtheit entnommen, so werden durch die entnommenen Proben nicht die Eigenschaften der gesamten Fläche repräsentiert.

Eine Anwendung ergibt sich darüber hinaus für die Fragestellung, ab welchem Zeitpunkt ein definierter Anteil einer Gesamtfläche (hier gleichzeitig Grundgesamt-

heit) ein definiertes zeitabhängiges Merkmal (z. B. Bewehrungskorrosion) aufweist. Nach [FIB 2011] lässt sich dieser Zusammenhang mit

$$p\left\{\Delta(t) \geq \frac{n}{N}\right\} = p\left\{\bigcup_{i=1}^{K_{N,n}} \bigcap_{j=1}^{m_i} \{g_j(x, t) < 0\}\right\} \quad (7.15)$$

mit:	$\Delta(t)$	Grenzwert zu einem definierten Zeitpunkt
	n	Anzahl der Elemente mit einem definierten Merkmal
	N	Gesamtanzahl der Elemente mit einheitlicher Zonengröße
	$K_{N,n}$	Anzahl der Kombinationsmöglichkeiten von Elementen mit definiertem Merkmal
	m_i	Anzahl der Elemente in der i-ten Kombination

durch eine Binomialverteilung beschreiben. Die Anzahl der Unterteilungen ist in Anlehnung an die vermutete Wellenlänge der Eigenschaft festzulegen. Ergebnisse von Inspektionen können im Rahmen eines Bayes'schen Updates zusätzlich berücksichtigt werden (siehe [Malioka 2009 und Sieb 2009]).

Für die Anwendung von Gl. (7.15) müssen elementspezifische Daten an der betrachteten Fläche erhoben werden. Diese liegen häufig z. B. in Form von flächigen Betondeckungsmessungen oder Potentialfeldmessungen vor.

Zur Verdeutlichung der erweiterten Bewertungsmöglichkeiten durch die Anwendung von Gl. (7.15) gegenüber der Globalmodellierung sind in **Abb. 7-14** und **Abb. 7-15** die Ergebnisse einer eigenen Parameterstudie zur chloridinduzierten Bewehrungskorrosion an einer quadratischen Fläche mit den Kantenlängen von 5 m (gleiche Grundgesamtheit) dargestellt. Es wird angenommen, dass die Ergebnisse einer flächigen Betondeckungsmessung (Mittelwerte im 50 cm Raster) vorliegen.

Entsprechend dem Ergebnis der Globalmodellierung tritt nach 100 Jahren mit einer Wahrscheinlichkeit von ca. 10 % Bewehrungskorrosion an der Fläche auf (siehe **Abb. 7-14**). Diese Aussage bezieht sich bei der Globalmodellierung auf den mittleren Zustand, d. h. Anteil der zu dem Zeitpunkt korrodierenden Fläche beträgt 50 % der Gesamtfläche. Bei der Bewertung ist jedoch zu beachten, dass durch das Ergebnis der Globalmodellierung nicht ausgeschlossen wird, dass kleinere Bereiche bereits eine deutlich ausgeprägte Schädigung zeigen.

Wird hingegen auf Basis der flächigen Informationen zur Betonüberdeckung eine räumliche Analyse (hier: 100 Elemente) durchgeführt, so kann die Aussagegenauigkeit deutlich erhöht werden. Durch die Anwendung von Gl. (7.15) nach **Abb. 7-14** ergibt sich für das Beispiel exemplarisch die Aussage, dass mit einer Wahrscheinlichkeit von 50 % nach ca. 65 Jahren Korrosion erst an 5 % der Elemente auftritt.

Die Entwicklung eines definierten, zulässigen Schädigungsgrades kann somit in der Zeit verfolgt und bewertet werden. Vorteile ergeben sich dadurch, dass z. B. der Umfang von Instandsetzungsmaßnahmen besser abgeschätzt werden kann oder optische Kriterien zum äußeren Erscheinungsbild einer Fläche berücksichtigt werden können.

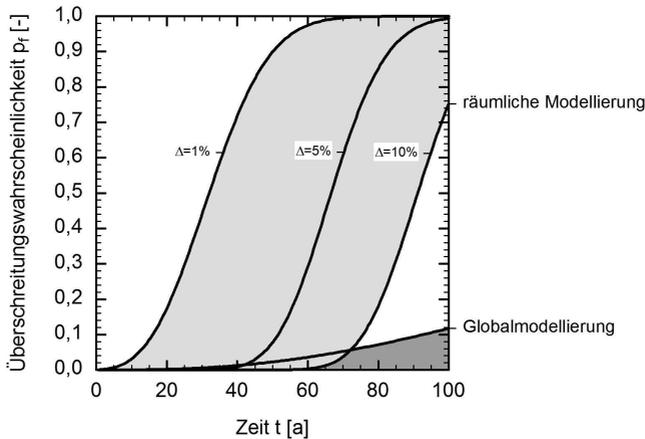


Abb. 7-14 Exemplarischer Unterschied zwischen den Ergebnissen der Globalmodellierung und der räumlichen Modellierung

Zusätzlich besteht bei der räumlichen Modellierung die Möglichkeit, die Entwicklung der Schädigung in der Fläche über die Zeit anschaulich darzustellen. Hierzu wird die Fläche mit den insgesamt 100 Elementen mit einer Kantenlänge von 50 cm abgebildet und jedem Element die am Bauwerk gemessene Betonüberdeckung zugeordnet (siehe **Abb. 7-15**). Entsprechend dieser Information kann für jedes Element eine individuelle Versagenswahrscheinlichkeit bestimmt und farblich codiert dargestellt werden. Werden einzelne Zeitschritte miteinander verglichen, so können verhältnismäßig einfach Bereiche mit einer hohen Korrosionswahrscheinlichkeit identifiziert und ggf. instandgesetzt werden.

Zum Vergleich sind in **Abb. 7-15** im 4. Quadranten die Ergebnisse der Globalmodellierung visualisiert. Insbesondere aus dem dritten, dargestellten Zeitschritt wird deutlich, dass durch eine in der Fläche differenzierte Betrachtung deutlich mehr Informationen abgeleitet werden können.

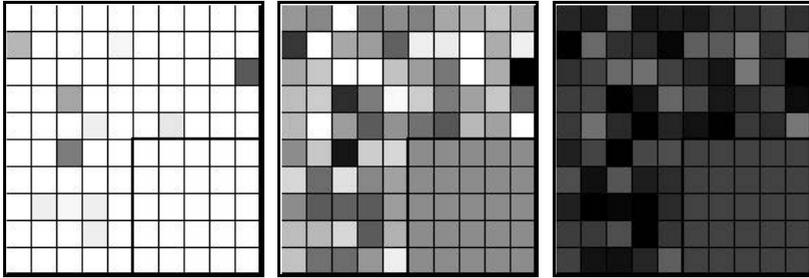


Abb. 7-15 Exemplarische Entwicklung einzelner Flächen bzw. der Referenzfläche im 4. Quadranten in der Zeit von links nach rechts (Legende: hell → unkritisch, dunkel → kritisch)

7.5 Zuverlässigkeitsbetrachtungen zu Lastannahmen

7.5.1 Allgemeines

Lasteinwirkungen können i. d. R. nur sehr aufwändig objektspezifisch erfasst werden, da nahezu alle Einwirkungen stark in Zeit und Raum streuen und daher für eine zutreffende Entwicklung eines Einwirkungsmodells ausgedehnte Lastbeobachtungszeiträumen notwendig sind (siehe Abschnitt 4.2.1). Darüber hinaus kann die Berücksichtigung wirklichkeitsnaher Einwirkungen aufgrund der Komplexität möglicher Einwirkungsszenarien zu einem erhöhten Bemessungsaufwand führen, da die einzelnen Einwirkungsszenarien getrennt analysiert und bewertet werden müssen. Aus diesem Grund enthalten Einwirkungsnormen üblicherweise vereinfachte Angaben zu Lasten, die auf Basis einer räumlichen und zeitlichen Filterung der wirklich auftretenden Einwirkungen ermittelt wurden. In Abschnitt 4.2 wurde daher bereits empfohlen, die für die Durchführung von Zuverlässigkeitsanalysen benötigten Kenngrößen aus den Normenangaben zu den charakteristischen Lasten herzuleiten.

In der Anwendung auf bestehende Bauwerke ist jedoch zu beachten, dass insbesondere den Verkehrslastangaben in Normen ein definierter Bezugszeitraum zugeordnet ist, d. h. das innerhalb dieses Bezugszeitraumes der ausgewiesene Wert der Last nur mit einer definierten Wahrscheinlichkeit (z. B. 5 %) überschritten wird. Als Bezugszeitraum wird i. d. R. ein Intervall von 50 Jahren angesetzt, was dem Richtwert der Nutzungsdauer üblicher Hochbauten nach **Tabelle 3-2** entspricht. Da bei Bestandsbauwerken teilweise jedoch eine kürzere Restnutzungsdauer vorgesehen wird, sind die auf die zuvor beschriebene Weise gewonnenen Lastannahmen für diese Bauwerke nicht zutreffend bzw. sind zuverlässigkeitsbasierte Modifika-

tionen der Lastannahmen notwendig. Hierauf wird in Abschnitt 7.5.3 weitergehend eingegangen.

Zuvor wird in Abschnitt 7.5.2 die Einwirkungen aus Eigenlasten thematisiert, die keinen räumlichen und zeitlichen Veränderungen unterliegen und bei Bestandsbauwerken unmittelbar am Tragwerk objektspezifisch ermittelt werden können.

7.5.2 Eigengewicht

Das Eigengewicht ergibt sich bei Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen aus dem Raumbgewicht (d. h. Wichte) und dem Volumen des Betonkörpers. Das Raumbgewicht ist wiederum abhängig von dem Bewehrungsgrad und der Wichte von Beton und Betonstahl bzw. Spannstahl.

Nach Gl. (3.21) wird für das Eigengewicht von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen ein Variationskoeffizient von 10 % angesetzt. Dieser Variationskoeffizient soll die Abweichungen der Bauteilabmessungen von den Planungs- und Sollwerten und Streuungen der Wichte abdecken. Als Wichte wird nach [DIN 1055-1:2002 und DIN EN 1991-1-1:2010] ein Wert von 25 kN/m³ für bewehrten Beton bzw. von 24 kN/m³ für unbewehrten Beton angesetzt.

Bei bestehenden Bauwerken können die Bauteilabmessungen detailliert aufgenommen (siehe auch Abschnitt 2.3.4) und den Ausführungsunterlagen (z. B. Stahllisten der Bewehrung) Angaben zum Bewehrungsgrad einschließlich der konstruktiven Bewehrung bzw. der Verteilerbewehrung entnommen werden (siehe auch Abschnitt 2.3.2). Da die Wichte der Betonstahl- bzw. Spannstahlbewehrung eine sehr geringe Streuung aufweist, ergeben sich mögliche Streuungen des Eigengewichts bei Vorliegen dieser Angaben lediglich aus der Betonwichte. Die Betonwichte und deren Streuung können wiederum durch die Auswertung von Baustoffproben objektspezifisch bestimmt werden (siehe auch Abschnitt 2.3.5).

In der nachfolgenden Parameterstudie werden probabilistische Untersuchungen zum Ansatz der Stahlbetonwichte auf normativer Grundlage durchgeführt. Angesetzt wird eine als konstant angenommene Stahlwichte mit 78,5 kN/m³ und eine normalverteilte Betonwichte von 23,1 kN/m³ (häufig auftretender Wert für Beton, entspricht einer Betonrohddichte von 2350 kg/m³) bzw. 24,5 kN/m³ (selten auftretender Wert für Beton, entspricht 2500 kg/m³) mit einem Variationskoeffizienten von jeweils 5 %. Da trotz der Durchführung einer Vermessung des Baukörpers keine absolute Erfassung bzw. rechnerische Abbildung des Volumens möglich ist, wird zusätzlich eine normalverteilte Streuung der Bauteilhöhe mit einer Standardabweichung von 5 mm und des Bewehrungsgehaltes von 5 % angenommen. Die

exemplarisch gewählten Ausgangswerte insgesamt repräsentieren typische Verhältnisse von Plattenbauteilen aus Normalbeton.

In **Abb. 7-16** sind die in der probabilistischen Analyse rechnerisch ermittelten, normalverteilten Mittelwerte der Stahlbetonwichte in Abhängigkeit des Gesamtbewehrungsgehaltes dargestellt. Der Variationskoeffizient der Stahlbetonwichte liegt bei ca. 5 % und kann näherungsweise in Anlehnung an [Graubner 2005] zu

$$V_g = \mu_g / \sigma_g \quad (7.16)$$

mit: μ_g Mittelwert der Stahlbetonwichte, mit:

$$\mu_g = (\mu_{\rho_c} \cdot \mu_b \cdot \mu_h + (\mu_{\rho_c} - \mu_{\rho_c}) \cdot \mu_{A_s}) \cdot \mu_l$$

σ_g Standardabweichung der Stahlbetonwichte, mit:

$$\sigma_g = (\mu_l \cdot \mu_b \cdot \mu_h)^2 \cdot \sigma_{\rho_c}^2 + (\mu_{\rho_c} \cdot \mu_l \cdot \mu_h)^2 \cdot \sigma_b^2 + (\mu_{\rho_c} \cdot \mu_l \cdot \mu_b)^2 \cdot \sigma_h^2 + (\mu_l \cdot \mu_{A_s})^2 \cdot \sigma_{\rho_c}^2 + (\mu_{\rho_c} \cdot \mu_l)^2 \cdot \sigma_{A_s}^2 + (\mu_{\rho_c} \cdot \mu_b \cdot \mu_h + \mu_{A_s} \cdot \mu_{\rho_c})^2 \cdot \sigma_l^2$$

bestimmt werden.

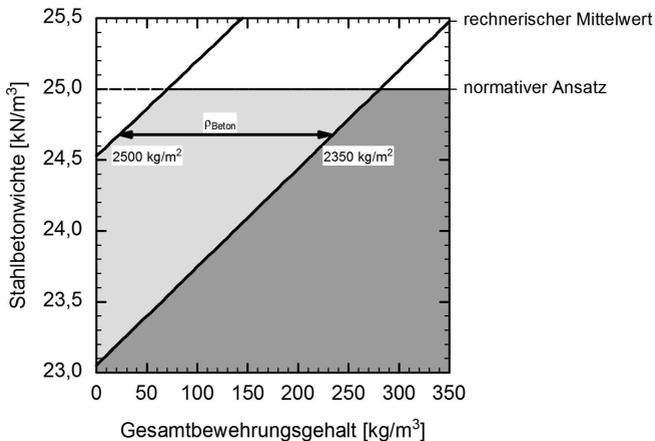


Abb. 7-16 Stahlbetonwichte von Flächentragwerken mit einer Betonrohddichte von 2350 kg/m^3 in Abhängigkeit des Gesamtbewehrungsgehaltes für Bauteilhöhen ab 15 cm

Deutlich zu erkennen ist aus **Abb. 7-16**, dass die Wichte des bewehrten Betons stark abhängig von Bewehrungsgehalt und Betonrohddichte ist. Eine Wichte von 25 kN/m^3 wird innerhalb der untersuchten Grenzen bei einem Bewehrungsgehalt von ca. 70 bis 280 kg/m^3 erreicht und der normativ als unbewehrt definierte Beton

dürfte bei einer Betonrohddichte von 2350 kg/m^3 demnach noch einen Bewehrungsgehalt von ca. 140 kg/m^3 aufweisen, während bei einer Rohddichte von 2500 kg/m^3 das vorhandene Eigengewicht die normativ vorgesehenen Lasten übersteigt. Zum Vergleich liegen typische Bewehrungsgehalt bei ca. 75 kg/m^3 bei Flachdecken im Hochbau bzw. 150 kg/m^3 in hochbewehrten Bereichen des Brückenbaus.

Aus der Gegenüberstellung wird deutlich, dass die Annahme einer Wichte von 25 kN/m^3 für die Eigenlasten aus einer bewehrten Betonkonstruktion teilweise deutlich von den eigentlichen Verhältnissen abweichen kann und häufig weit auf der sicheren Seite liegt. Diese Annahme ist für den Entwurf eines Bauwerkes gerechtfertigt, da durch Änderungen im Rahmen der Bauphase die eingebauten Stahlmengen noch gewichtserhöhend verändert werden können. Bei bestehenden Bauwerken liegen demgegenüber genaue Angaben zu den eingebauten Bewehrungstahlmengen vor. Werden zusätzlich zur Auswertung der Ausführungsdokumente am Bauteil die Betonrohddichte und die Bauteilabmessungen ermittelt, was z. B. bei Deckentragwerken verhältnismäßig einfach möglich ist, kann die oben stehende Parameterstudie sinngemäß durchgeführt und eine Anpassung (i. d. R. Reduzierung) der Lastannahme für das Eigengewicht der Betonkonstruktion begründet werden.

Zusätzlich zu der Anpassung der Lastannahme für das Eigengewicht kann aus der Parameterstudie abgeleitet werden, dass unter Berücksichtigung einer logarithmisch verteilten Modellunsicherheit mit Mittelwert 1,0 und einem Variationskoeffizienten von 5 % sich nach Gl. (3.21) mit

$$\gamma_{E,g} \approx \frac{1 + 0,7 \cdot 3,8 \cdot \sqrt{0,05^2 + 0,06^2}}{1 - 0 \cdot \sqrt{0,10^2 + 0,10^2}} = 1 + 0,7 \cdot 3,8 \cdot 0,078 = 1,20 \quad (7.17)$$

ein Teilsicherheitsbeiwert für das Eigengewicht von 1,20 ergibt. Ein reduzierter Teilsicherheitsbeiwert für das Eigengewicht wird auch in [Graubner 2005] mit einem Wert von 1,20 vorgeschlagen.

Insgesamt ergibt sich exemplarisch bei einem Bewehrungsgehalt von 75 kg/m^3 aus oben stehender Parameterstudie eine Reduzierung der Eigengewichtslasten von ca. 15 % (ca. 4 % aus der rechnerischen Verminderung der Betonwichte und ca. 11 % aus der Reduzierung des Teilsicherheitsbeiwertes).

Unter Berücksichtigung, dass ein erheblicher Anteil der Lasten bei Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken aus dem Eigengewicht herrühren (ca. 60 bis 70 %), kann auf diese verhältnismäßig einfache Weise und als Ergebnis der Verminderung der Unsicherheiten hinsichtlich der Eigengewichtslasten der Auslastungsgrad der Konstruktion um ca. 10 % vermindert werden.

7.5.3 Verkehrslasten bei abweichenden Referenzzeiten

Die in Abschnitt 4.2.4 angestellten Betrachtungen hinsichtlich der Kombinationsbeiwerte lassen bereits erkennen, dass zeitliche Änderungen der Nutzungsdauer bei einer akzeptierten quasi-statischen Behandlung die Intensität der Einwirkung beeinflussen. Extremwerte der Einwirkungen werden i. d. R. derart festgelegt, so dass diese nur mit einer relativ kleinen Wahrscheinlichkeit erreicht oder überschritten werden. Der Zeitabstand zwischen zwei Überschreitungen eines vorgegebenen Niveaus wird als Wiederholungsperiode bezeichnet, deren Erwartungswert (mittlere Wiederholungsperiode) sich aus der Nichtüberschreitungswahrscheinlichkeit während der Bezugsdauer nach

$$\delta_{T_r} = \left(1 - p_{N,T_r}^{(T_r)}\right)^{-1} \quad (7.18)$$

mit:

δ_{T_r}	mittlere Wiederholungsperiode der Überschreitung des Schwellwertes r
p_{N,T_r}	Nichtüberschreitungswahrscheinlichkeit während der Bezugsdauer
T_r	Bezugsdauer des Schwellwertes

in Verbindung mit **Tabelle 4-8** bestimmen lässt. Die Nichtüberschreitungswahrscheinlichkeit eines Ereignisses in einem definierten Zeitraum kann mit

$$F_r = 1 - \left(1 - \frac{1}{\delta_{T_r}}\right)^{\Delta T} \quad (7.19)$$

ΔT Zeitraum ohne eine Überschreitung des Grenzwertes r

aus der Wiederholungsperiode bestimmt werden. Der Zusammenhang zwischen unterschiedlichen Bezugszeiträumen, mittlerer Wiederholungsperiode und der Nichtüberschreitungswahrscheinlichkeit ist in **Abb. 7-17** dargestellt. Die Wiederholungsperioden ergeben sich exemplarisch nach [DIN 1055-100:2001] für klimatische Einwirkungen zu 50 Jahren und für Nutzlasten zu 975 Jahren.

Ändert sich der Bezugszeitraum für eine Verkehrslasteinwirkung, so muss nach Gl. (7.19) die Wiederholungsperiode angepasst werden, sofern die Nichtüberschreitungswahrscheinlichkeit der Lasteinwirkung gleich bleiben soll. Dies hat insbesondere für bestehende Bauwerke eine besondere Bedeutung, da die dort zu realisierenden Restnutzungsdauern häufig kleiner als die normativ üblicherweise für Lasteinwirkungen angesetzten 50 Jahre sind.

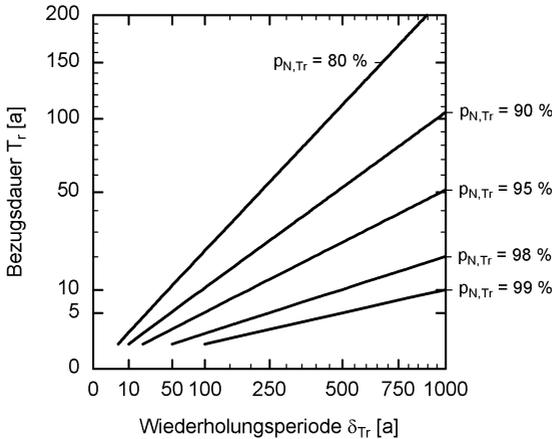


Abb. 7-17 Zusammenhang zwischen unterschiedlichen Bezugszeiträumen, mittlerer Wiederholungsperiode und der Nichtüberschreitungswahrscheinlichkeit

Bei den i. d. R. gumbelverteilten Extremwerten der Verkehrslasten kann eine Umrechnung auf andere, als normativ vorgesehene Bezugszeiträume mit

$$\mu_{T_n} = \mu_{T_m} \cdot \left(1 + \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot V_m \cdot \ln \left(\frac{n}{m} \right) \right) = \mu_{T_m} \cdot \Psi_{mn} \quad (7.20)$$

mit:

- μ_{T_n} Mittelwert der Einwirkung mit Bezugszeitraum n
- μ_{T_m} Mittelwert der Einwirkung mit Bezugszeitraum m
- n neuer Bezugszeitraum der Einwirkung
- m ursprünglicher Bezugszeitraum der Einwirkung
- Ψ_{mn} Beiwert nach **Abb. 7-18**

erfolgen (siehe auch [Grünberg 2004]). Die auf Basis dieses Zusammenhangs mögliche Abminderung der Mittelwerte der Einwirkung in Abhängigkeit des neu angesetzten Bezugszeitraums für einen ursprünglichen Bezugszeitraum der Einwirkung von 50 Jahren kann vereinfachend in einem Beiwert zusammengefasst werden, der auch bereits in Gl. (7.20) ausgewiesen ist.

Aus der rechnerischen Aufbereitung dieses Beiwertes in **Abb. 7-18** ist zu erkennen, dass die Abminderung bei Bezugsdauern kleiner 5 Jahren und Variationskoeffizienten der veränderlichen Einwirkungen größer ca. 30 % mehr als 50 % betragen kann. Nach **Tabelle 4-3** sind hiervon bei entsprechend verkürzten Restnutzungsdauern die überwiegende Anzahl der Nutzlastkategorien betroffen.

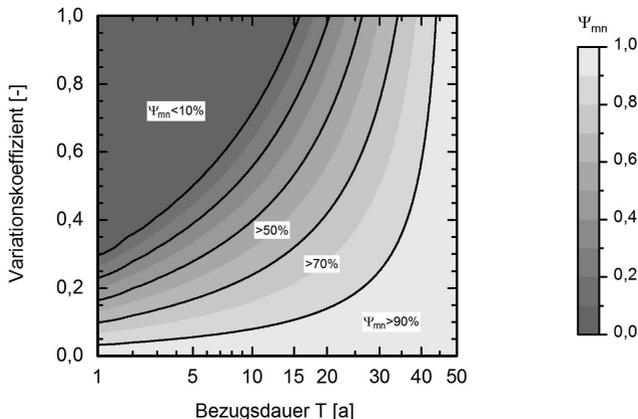


Abb. 7-18 Beiwert nach Gl. (7.20) in Abhängigkeit der Bezugsdauer für einen ursprünglichen Bezugszeitraum der Einwirkung von 50 Jahren

Für die häufig bei Verkehrslasten auftretenden Variationskoeffizienten (Verkehrslasten im Hochbau ca. 20 % ÷ 30 % bzw. Verkehrslasten bei Straßenbrücken ca. 10 % ÷ 15 %) sind ergänzend in **Abb. 7-19** die Reduktionsbeiwerte, bezogen auf die charakteristischen Werte (95 % Quantilwert) und für einen ursprünglichen Bezugszeitraum von 50 Jahren, in der Form

$$\Psi_{V, mn} = F_{k, T_n} / F_{k, T_m} \tag{7.21}$$

- mit: F_{k, T_n} charakteristischer Wert der Einwirkung mit Bezugszeitraum n
- F_{k, T_m} charakteristischer Wert der Einwirkung mit Bezugszeitraum m
- $\Psi_{V, mn}$ Beiwert, siehe z. B. **Abb. 7-19**

dargestellt. Aus dem Funktionsverlauf kann abgeleitet werden, dass die charakteristischen Werte der Verkehrslasten typischer Hochbaulasten unter Ansatz einer reduzierten Bezugsdauer von 10 Jahren um ca. 25 % abgemindert werden können. Bei einer verbleibenden Nutzungsdauer von zwei Jahren ist demgegenüber eine wesentlich größere Reduzierung um bis zu 50 % möglich. Demgegenüber können die Straßenverkehrslasten lediglich um ca. 15 % (Bezugszeitraum 10 Jahre) bzw. ca. 25 % (Bezugszeitraum 2 Jahre) reduziert werden. Die geringere Abminderung ist hierbei eine Folge der geringen Streuungen der Extremwerte der Brückenverkehrslasten.

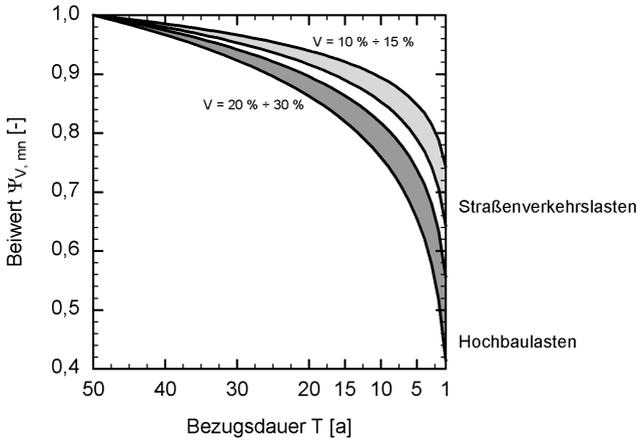


Abb. 7-19 Beiwert nach Gl. (7.21) für typische Verkehrslasten

Die gegenüber **Abb. 7-18** (Abminderung auf Basis der Mittelwerte) teilweise deutlich geringeren Reduktionen ergeben sich dadurch, dass bei der Rückumwandlung in charakteristische Werte der neue Variationskoeffizient berücksichtigt werden muss, der bei gleichbleibender Streuung und reduzierten Mittelwerten größer wird. Exemplarisch ist diese Verschiebung der Verteilungsfunktion und -dichte für einen Mittelwert von 5 (entspricht einem Modalwert von 4,325) in **Abb. 7-20** dargestellt.

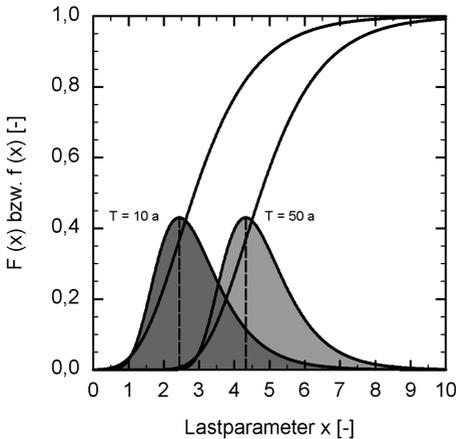


Abb. 7-20 Verteilungsfunktion und -dichte für eine Lasteinwirkung bei einem Bezugszeitraum von 10 bzw. 50 Jahren

Für Einwirkung aus Wind werden in [DIN 1055-4:2005-03] explizit Abminderungsfaktoren für den Geschwindigkeitsdruck in Abhängigkeit von der Dauer des betrachteten Zustandes in der Definition entsprechend

$$\Psi_{W,mm} = F_{kT_n} / F_{kT_{50}} \quad (7.22)$$

mit: F_{kT_n} charakteristischer Wert der Einwirkung mit Bezugszeitraum n
 $F_{kT_{50}}$ charakteristischer Wert der Einwirkung mit einem Bezugszeitraum von 50 Jahren
 $\Psi_{W,mm}$ Beiwert, siehe z. B. **Abb. 7-21**

für Bezugszeiträume kleiner als 2 Jahren vorgegeben. In **Abb. 7-21** sind die normativen Vorgaben (Bezeichnung: „ohne Sicherungsmaßnahme“) den Ergebnissen der Auswertung (Bezeichnung: „Rechenwert“) nach Gl. (7.20) gegenübergestellt. Hieraus wird deutlich, dass die normativen Vorgaben erwartungsgemäß eine Näherung darstellen.

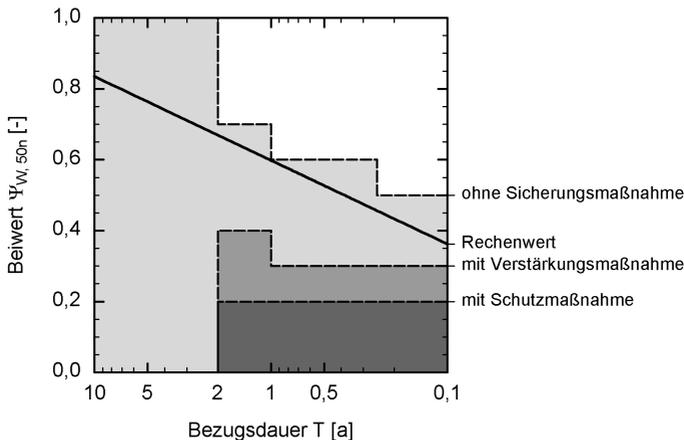


Abb. 7-21 Beiwert nach Gl. (4.13) für Windlasten mit einem Variationskoeffizienten 20 % und einem Bezugszeitraum des Ausgangswertes von 50 Jahren

Zusätzlich sind normativ weitere Abminderungen (siehe **Abb. 7-21**) möglich, sofern schützende Sicherungsmaßnahmen (z. B. Niederlegen von Bauteilen am Boden oder Einhausungen) bzw. verstärkende Sicherungsmaßnahmen rechtzeitig vor einem „aufkommenden Sturm“ eingeleitet werden. Nach [DIN 1055-4:2005-03] setzt dies jedoch voraus, dass die Wetterlage ausreichend genau beobachtet bzw. die Windgeschwindigkeit regelmäßig an einem repräsentativen Ort gemessen wird und

ggf. Sturmwarnungen durch einen qualifizierten Wetterdienst eingeholt werden. Sturmwarnungen werden ab einer Windstärke 8 nach der Beaufortskala herausgegeben, bei der als deutliche Auswirkungen des Windes die Bewegung starker Bäume, brechende Baumzweige sowie eine erhebliche Erschwernis für das Gehen im Freien beobachtet werden kann.

Zur weitergehenden Erläuterung ist in **Abb. 7-22** der Zusammenhang zwischen Windgeschwindigkeit und Windgeschwindigkeitsstaudruck entsprechend

$$q = \left(v \left[\frac{m}{s^2} \right] \right)^2 / 1600 \quad (7.23)$$

sowie den Windstärkebezeichnungen nach der Beaufortskala exemplarisch für unterschiedliche Windzonen (siehe **Tabelle 7-10**) in der Geländekategorie II nach [DIN 1055-4:2005] jeweils als 98%-Quantil des 10 Minuten-Mittels für eine Höhe von 10 m über Grund dargestellt. Aus der Gegenüberstellung wird deutlich, dass das Szenario „Sturm“ mit einem maximalen Windgeschwindigkeitsdruck von 0,27 kN/m² durch die normativen Windgeschwindigkeitsdrücke aller Windzonen in Deutschland nach [DIN 1055-4:2005-03] abgedeckt wird. Zusätzlich wird die Auswirkung von Böen normativ durch eine Erhöhung des Staudruckes berücksichtigt.

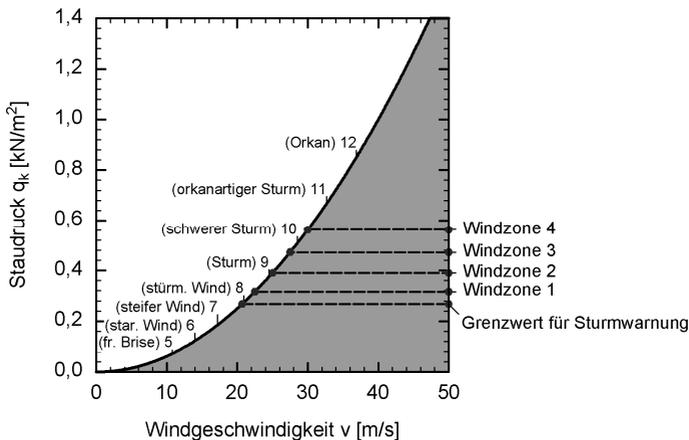


Abb. 7-22 Windgeschwindigkeitsdrücke nach [DIN 1055-4:2005] für Geländekategorie II und Staudruck nach der Beaufortskala (10 Minuten-Mittel) jeweils als 98%-Quantil des 10 Minuten-Mittels für eine Höhe von 10 m über Grund

Tabelle 7-10 Windgeschwindigkeitsdrücke als 98%-Quantil des 10 Minuten-Mittels für eine Höhe von 10 m über Grund bei Geländekategorie II nach [DIN 1055-4:2005-03]

Windzone	1	2	3	4
Windgeschwindigkeit v_{ref} [m/s]	22,5	25,0	27,5	30,0
Windgeschwindigkeitsdruck q_{ref} [kN/m ²]	0,32	0,39	0,47	0,56

Es kann festgestellt werden, dass die nutzungsdauerabhängigen Abminderungsbeiwerte nach [DIN 1055-4:2005-03] bereits stochastische Effekte berücksichtigen, die jedoch durch Gl. (7.20) genauer erfasst werden können. Die zusätzlichen Abminderungen ergeben sich aus der Überlegung, dass rechtzeitig vor dem Auftreten größerer Windlasten Schutz- bzw. Verstärkungsmaßnahmen eingeleitet werden. Eine Anwendung dieser zusätzlichen Abminderung wird jedoch auch bei Bestandsbauwerken aufgrund des damit verbundenen Zusatzaufwandes nur im Ausnahmefall möglich sein.

Insgesamt folgt aus den Betrachtungen, dass unter Anwendung stochastischer Überlegungen bei typischen Lasteinwirkungen und unter der Annahme stark reduzierter Restnutzungsdauern die bemessungsrelevanten Einwirkungen bei bestehenden Bauwerken signifikant abgemindert werden können, was insbesondere bei Bestandsbauten mit definierten Reststandzeiten, z. B. bis zu einem Ersatzneubau, zu deutlich günstigeren Bewertungen führen kann.

7.6 Auslastungsgrad und Zuverlässigkeitsindex

Eine Erhöhung der Lasteinwirkung oder eine Verminderung des Widerstandes durch eine Schädigung führt bei bestehenden Bauwerken zu einer Erhöhung des Auslastungsgrades und somit zu einer Verminderung des Zuverlässigkeitsindizes.

Aus den Zusammenhängen in Abschnitt 3 kann der Auslastungsgrad auf Basis des Sicherheitskonzeptes mit Teilsicherheitsbeiwerten bzw. globalem Sicherheitsbeiwert mit

$$\kappa = \frac{F_{Ed}}{F_{R,d}} = \frac{\gamma_R \cdot \gamma_E \cdot F_{Ek}}{F_{R,k}} = \frac{\gamma_{ges} \cdot F_{Ek}}{F_{R,k}} \quad (7.24)$$

mit: κ Auslastungsgrad

bestimmt werden. Unter der Annahme, dass der diesem Auslastungsgrad zugrunde liegende Nachweis zum Entwurfszeitpunkt aufgrund der damaligen Randbedingungen eingehalten war und die Änderungen des Widerstandes bzw. der Ein-

wirkungen in der aktuellen Bemessungssituation proportional zum Auslastungsgrad sind, kann aufbauend auf Gl. (3.7) mit

$$\beta(\kappa) = \frac{\kappa^{-1} \cdot \mu_R - \mu_E}{\sqrt{\frac{\sigma_R^2}{\kappa^2} + \sigma_E^2}} = \frac{\frac{1}{\kappa} \cdot \frac{\mu_R}{\mu_E} - 1}{\sqrt{\frac{V_R^2}{\kappa^2} \cdot \left(\frac{\mu_R}{\mu_E}\right)^2 + V_E^2}} \quad (7.25)$$

$$\triangleq \frac{\mu_R - \kappa \cdot \mu_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \kappa^2 \cdot \sigma_E^2}} = \frac{\mu_R - \kappa}{\sqrt{V_R^2 \cdot \left(\frac{\mu_R}{\mu_E}\right)^2 + \kappa^2 \cdot V_E^2}}$$

der Zuverlässigkeitsindex in der neuen Bemessungssituation näherungsweise für normalverteilte Parameter von Einwirkung und Widerstand hergeleitet werden. Dieser Zusammenhang ermöglicht in der Anwendung auf Bestandsbauwerke eine überschlägige Festlegung eines hinsichtlich der Tragfähigkeit kritischen Auslastungsgrades.

In **Abb. 7-23** ist Gl. (7.25) für typische Variationskoeffizienten der Einwirkung (ständige Lasten $V_E = 0,08$ bzw. Verkehrslasten im Hochbau $V_E = 0,30$, siehe auch **Tabelle 3-12**) und einen Variationskoeffizienten des Widerstandes bei einer Tragfähigkeitsbegrenzung durch die Bewehrung von $V_R = 0,10$ nach **Tabelle 3-13** ausgewertet. Das Verhältnis der Mittelwerte von Widerstand und Einwirkung wurde jeweils so gewählt, dass sich ein definierter Zuverlässigkeitsindex für die Ausgangsberechnung einstellt.

Aus **Abb. 7-23** geht hervor, dass bei einem ursprünglichen Auslastungsgrad von 100 % und eines Zielwertes des Zuverlässigkeitsindex nach **Tabelle 3-11** von 3,0 ein Auslastungsgrad von ca. 115 % noch zulässig ist. Wenn die ungeschädigte Konstruktion gegenüber den Einwirkungen einen Auslastungsgrad von ca. 80 % aufweist, weil z. B. durch Bewehrungsstaffelung oder Überfestigkeiten Tragfähigkeitsreserven vorliegen, führt ein neuer Auslastungsgrad von maximal 135 % (ohne eine Absenkung des Zielwertes des Zuverlässigkeitsindex von maximal 117 %) zu keinen Defiziten gegenüber den normativ vorgegebenen Grenzwerten.

Nur in Ausnahmefällen wird unter baupraktischen Randbedingungen der Zielwert der Zuverlässigkeit unmittelbar bei der Auslegung der Konstruktion gegenüber den einwirkenden Lasten erreicht. Insbesondere hinsichtlich der Biegetragfähigkeit liegt nach eigenen Parameterstudien der Zuverlässigkeitsindex einer ungeschädigten Konstruktion, z. B. aufgrund der Vernachlässigung von Nacherhärtungseinflüssen

auf den Beton, bei Werten oberhalb von 5,0. Aus **Abb. 7-24** wird deutlich, dass bei diesen Auslegungen der Konstruktion wesentlich größere Auslastungsgrade in Abhängigkeit der Einwirkungsart zugelassen werden können.

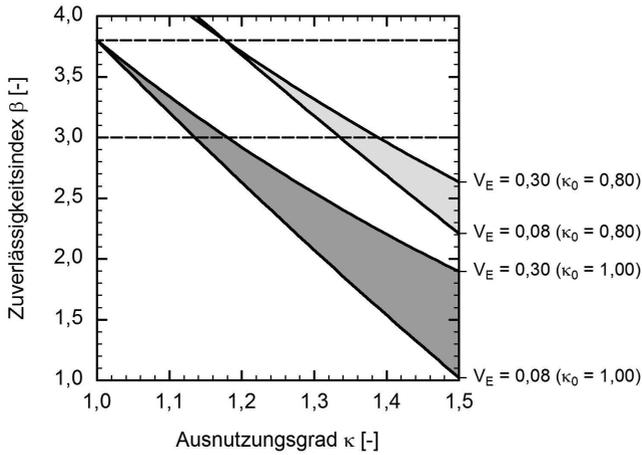


Abb. 7-23 Zusammenhang zwischen Auslastungsgrad und Zuverlässigkeitsindex für unterschiedliche Einwirkungen mit $V_R = 0,10$

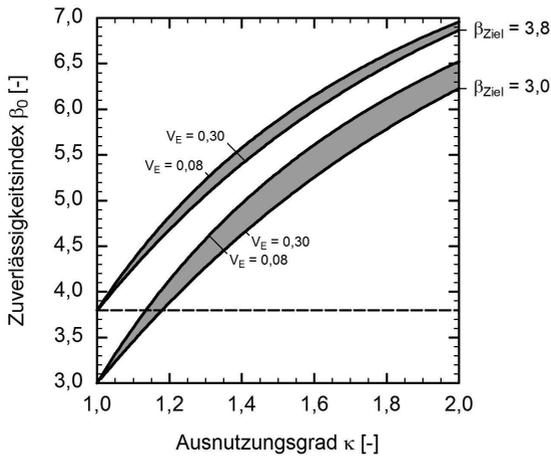


Abb. 7-24 Mindestausgangswert des Zuverlässigkeitsindizes in Abhängigkeit des Auslastungsgrades für unterschiedliche Einwirkungen mit $V_R = 0,10$

In Vergleichsberechnungen zeigte sich erwartungsgemäß, dass über die Angaben in **Abb. 7-23** und **Abb. 7-24** hinaus größere Auslastungsgrade zulässig sind, sofern der ursprünglichen Auslegung der Konstruktion ein Widerstandsmodell mit größeren Streuungen (z. B. Betonversagen) zugrunde lag.

7.7 Schlussfolgerungen

In Abschnitt 7 wurden, basierend auf den in Abschnitt 3 bis 5 zusammengestellten Grundmodule, erweiterte Methoden zur Zustandsbewertung in Form von Teilmodulen entwickelt.

Ein Teilmodul thematisiert die konsistente Lebensdauerprognose, mit der im Sinne des hier entwickelten Bewertungskonzeptes eine Verknüpfung zwischen klassischer Tragfähigkeitsbemessung und baustofflicher Degradationsprognose verstanden wird. Mit der konsistenten Lebensdauerprognose ist es in der gezeigten Art und Weise möglich, Aussagen zur Restlebensdauer objektspezifisch herzuleiten. Die Vorgehensweise ist sowohl anwendbar für eine Beurteilung auf Querschnitts- als auch auf Systemebene. Die Betrachtungen im Rahmen dieser Arbeit beziehen sich ausschließlich auf die Querschnittsebene.

Wesentlich für die Bewertung bestehender Bauwerke ist die Berücksichtigung von Vorinformationen, die z. B. durch Bauwerksinspektion, Monitoring oder Belastungsversuche gewonnen werden können. Die Vorinformationen können in das Berechnungsmodell entweder direkt oder indirekt mittels Bayes'scher Updates übernommen werden. Bei der Anwendung des Bayes'schen Updates werden die Modellannahmen ohne Vorinformationen mit den Vorinformationen kombiniert. Die Wirkung des Bayes'schen Updates auf den Zuverlässigkeitsindex ist von unterschiedlichen Einflüssen abhängig. In den vorausgegangenen Abschnitten werden Besonderheiten unterschiedlicher Verfahren zur Gewinnung von Vorinformationen an bestehenden Bauwerken in Teilmodulen beschrieben und Möglichkeiten zur Integration der Vorinformationen in Zuverlässigkeitsanalysen zur Bewertung aufgezeigt.

Ein weiteres Teilmodul thematisiert die Modellunsicherheiten für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Hierzu wird ein Ansatz entwickelt, mit dem in Abhängigkeit der Güte des Bemessungsmodells (d. h. Größe der Abweichungen zwischen dem wirklichen bzw. dem im Versuch ermittelten Bauteilverhalten und dem durch das Modell prognostizierten Verhaltens), des Kenntnisgrades hinsichtlich der verwendeten Baustoffeigenschaften und des baulichen Erhaltungszustandes des Tragwerkes die Modellunsicherheiten für die Widerstandsmodelle festgelegt werden können. Der Ansatz ist derart ausgelegt, so dass unter üblichen

Bemessungssituationen bei der Entwurfs- und Ausführungsplanung für Neubauwerke der aus dem Konzept resultierende Wert für die Modellunsicherheit innerhalb des in der Literatur angegebenen Wertebereiches liegt. Liegen detaillierte Kenntnisse, z. B. zum Zustand und zur Ausführung des betrachteten Bauteils vor, so kann ein Bemessungsmodell gezielt hinsichtlich der objektspezifischen Gegebenheiten ausgewählt und angewendet werden. Treten Schäden am Bauteil auf, erhöht sich die Unsicherheit hinsichtlich der Anwendung des ausgewählten Bemessungsmodells. Innerhalb des entwickelten Ansatzes werden diese Effekte durch Verringerungen bzw. Erhöhungen der Modellunsicherheit berücksichtigt.

Im Folgenden werden die Modellunsicherheiten für die Einwirkungsmodelle entsprechend **Tabelle 7-1** bzw. für die Widerstandsmodelle nach **Tabelle 7-7** bei den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit im Rahmen des Bewertungskonzeptes für bestehende Bauwerke angesetzt.

Der Nachweis einer ausreichenden Tragfähigkeit bzw. Gebrauchstauglichkeit wird i. d. R. auf Querschnittsebene geführt. Wird für diese Querschnitte eine konsistente Lebensdauerprognose durchgeführt, so entspricht die Form der Erfassung der Dauerhaftigkeit einer so genannten Globalmodellierung. Für die Anwendung der Dauerhaftigkeitsbemessung bei bestehenden Bauwerken kann es jedoch in Abhängigkeit der zu untersuchenden Fragestellung notwendig sein, eine Bewertung in der Fläche vorzunehmen, umso z. B. den Instandsetzungsaufwand lokal einzugrenzen. In einem eigenständigen Teilmodul werden hierzu mögliche Vorgehensweisen und Anwendungsmöglichkeiten vorgestellt.

Für die Durchführung einer konsistenten Zuverlässigkeitsanalyse und einer darauf aufbauenden, zutreffenden Bewertung bestehender Bauwerke ist es notwendig, die Lastannahmen möglichst wirklichkeitsnah zu erfassen.

Die vorgestellten Betrachtungen zeigen, dass das Eigengewicht objektspezifisch durch verhältnismäßig einfache Untersuchungen am Bauwerk ermittelt werden kann. Die mögliche Gesamtlastreduktion beträgt näherungsweise 10 %.

Hinsichtlich der Verkehrslasten wird im Rahmen dieser Arbeit der Ansatz verfolgt, die Lastannahmen aus den normativen Angaben herzuleiten. Dabei muss jedoch berücksichtigt werden, dass die normativen Angaben i. d. R. für eine Nutzungsdauer von 50 Jahren ausgelegt sind. Werden geringere Restlebensdauern betrachtet, so können die Rechenwerte der Verkehrslasten teilweise deutlich reduziert werden. Für unterschiedliche Verkehrslasten werden in einem Teilmodul die insbesondere für die Bewertung bestehender Bauwerke bedeutsamen Abminderungen hergeleitet.

Ein letztes Teilmodul in diesem Abschnitt behandelt den Zusammenhang zwischen Auslastungsgrad und Zuverlässigkeitsindex. Aufbauend auf einer entwickelten Näherung können unmittelbar die Auswirkungen einer Änderung des Auslastungsgrades auf den Zuverlässigkeitsindex beurteilt werden. Mit der Näherung in der Anwendung auf Bestandsbauwerke können überschlägig Festlegungen eines hinsichtlich der Tragfähigkeit kritischen Auslastungsgrades getroffen werden.

Insgesamt zeigen die in Abschnitt 7 zusammengestellten Teilmodule die Besonderheiten bestehender Bauwerke, die bei der Bewertung berücksichtigt werden müssen. Darüber hinaus wird deutlich, dass die Fragestellungen und die darauf abgestimmt anzuwendenden Analyseansätze sehr unterschiedlich sein können.

8 Zuverlässigkeitsorientiertes Bewertungskonzept

8.1 Übersicht

Veranlassung für die Bewertung von Tragwerken sind i. d. R. Unsicherheiten in Bezug auf die Tragfähigkeit oder Gebrauchstauglichkeit, die durch

- Nutzungsänderungen bzw. Lasterhöhungen,
- Kenntnisse auf Basis einzelner bzw. periodischer Zustandsbewertung in hinsichtlich einer stattfindenden Degradation,
- Veränderungen im Gebrauchsverhalten,
- einen baustoff-, bauweisen- oder systembedingten Verdacht hinsichtlich Bemessung- und Ausführungsmängel,
- Kenntnis von objektspezifischen Bemessung- und Ausführungsmängel oder
- Schäden infolge außergewöhnlicher Einwirkungen

auftreten können (siehe auch **Tabelle 8-1** und Abschnitt 2). Eine weitere Veranlassung kann die Frage nach der zeitabhängigen Entwicklung des Instandsetzungsaufwandes sein, die durch Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit zu klären ist. Werden im Anschluss an eine Bewertung neue Informationen gewonnen bzw. Voraussetzungen für die erfolgte Bewertung nicht eingehalten (z. B. Überschreitung der in der Bewertung zugrunde gelegten Restnutzungsdauer), so ist eine erneute Bewertung unter Berücksichtigung der aktualisierten Randbedingungen notwendig.

Tabelle 8-1 Veranlassungen für die Bewertung bestehender Bauwerke

Ursachen bzw. Vorgänge	Beispiele
Nutzungsänderung bzw. Lasterhöhung	Zunahme Schwerverkehrsdichte auf Brücken
Degradation	Korrosion, Frost-Tausalz-Angriff
Veränderungen im Gebrauchsverhalten	Verformungszunahme, erhöhter Reinigungsbedarf durch Abplatzungen
baustoff-, bauweisen- oder systembedingter Verdacht hinsichtlich Mängeln	Spannungsrisskorrosion der Spannglieder, Einsatz von Tonerdeschmelzzementen
Bemessung- und Ausführungsmängel	Fehler bei Lastannahmen, mangelhafte Betonüberdeckung
außergewöhnliche Einwirkungen	Anprall von Fahrzeugen oder Erdbeben
Neubewertung	Überschreitung einer zuvor definierten Restnutzungsdauer

In den vorausgegangenen Abschnitten wurden Ansätze aufgegriffen bzw. weiterentwickelt und in Form von Modulen zusammengestellt, die im Rahmen der Bewertung bestehender Bauwerke verwendet werden können. Nachfolgend werden diese in einem allgemein anzuwendenden, zuverlässigkeitsorientierten Bewertungskonzept für bestehende Bauwerke unter Berücksichtigung der Anforderungen nach Abschnitt 2.4.2 integriert.

8.2 Grundstruktur

8.2.1 Aufbau

Aus der Risikobetrachtung (siehe Abschnitt 3.2) folgt, dass der für die Bewertung eines bestehenden Bauwerkes hinsichtlich einer bestimmten Fragestellung vertretbare Gesamtaufwand angemessen festzulegen ist (siehe auch [GruSiBau 1981]). In ähnlicher Weise können sich auch wirtschaftliche und nutzungsspezifische Kriterien (z. B. Anforderungen an den optischen Gesamteindruck bei repräsentativen Bauwerken) auswirken.

Bei der Entwicklung eines Konzeptes zur Bewertung bestehender Bauwerke ist es daher wesentlich, einen mehrstufigen Aufbau zu verfolgen, bei dem die einzelnen in sich abgeschlossenen Stufen in Abhängigkeit von der objektspezifischen Aufgabenstellung, den verfügbaren Vorinformationen und dem wirtschaftlich vertretbaren Aufwand für die Erhebung weiterer Informationen gebildet werden müssen. Insgesamt ist ein modularer Aufbau anzustreben, der eine nachträgliche Implementierung weiterentwickelter Bewertungsansätze ermöglicht. In **Tabelle 8-2** und **Abb. 8-1** sind die gewählten Stufen zusammengestellt.

Tabelle 8-2 Mehrstufiger Aufbau zur Bewertung bestehender Bauwerke

Stufe	Beschreibung
1	Einstufung nach letztgültigem Normenstand
2	probabilistische Analysen auf Basis vorwiegend abgeleiteter Modellparameter
3	probabilistische Analysen unter Einbeziehung von Baustoff- und Bauteiluntersuchungen

Die Stufe 1 entspricht einer Bewertung auf Basis aktueller Normenansätze. Können alle für die Beurteilung maßgeblichen Nachweise erfolgreich geführt werden und liegen keine Ausführungsmängel und Schäden bzw. Hinweise darauf vor, so kann in Bezug auf die Bewertungskriterien von einer Gleichwertigkeit zu

einem Neubauwerk ausgegangen werden. Als Eingangswerte werden die verfügbaren Informationen zum bestehenden Bauwerk genutzt.

Werden die Nachweise nicht erfüllt, so sind detailliertere Analysen in der Stufe 2 erforderlich, die zu einer genaueren Betrachtung führen. An dieser Stelle sind innerhalb des Bewertungskonzeptes probabilistische Analysen vorgesehen. Die erforderlichen Eingangsparameter werden aus den bereits verfügbaren Informationen (z. B. Auswertung der Bestandsunterlagen, Umrechnung charakteristischer Bemessungswerte aus Stufe 1) abgeleitet. Liegen keine ausreichenden Angaben zu einzelnen Parametern vor, so müssen die statistischen Eingangsparameter (d. h. Mittelwert und Variationskoeffizient) auf der sicheren Seite liegend angenommen werden.

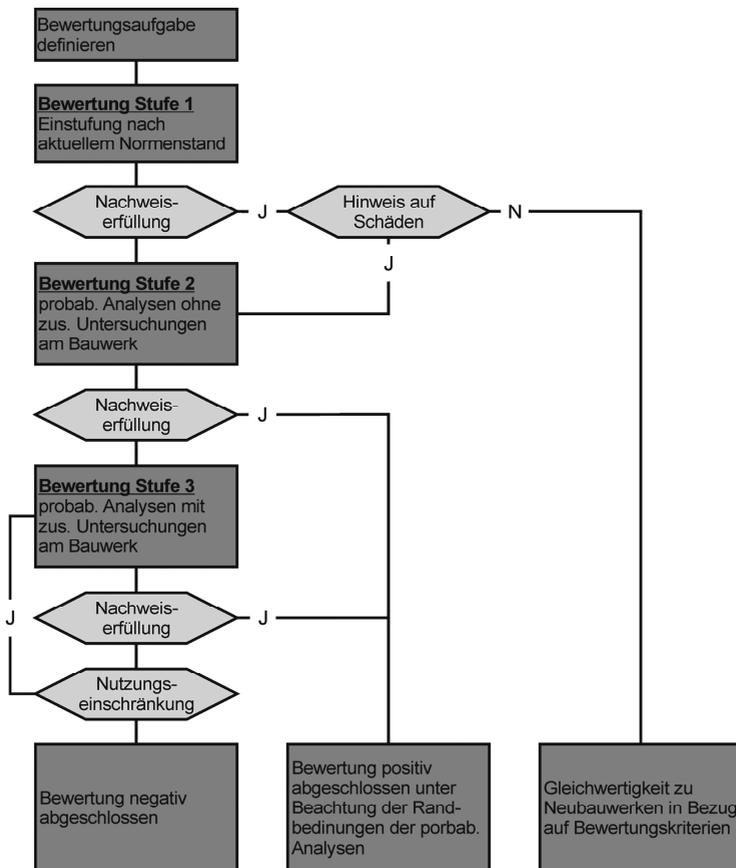


Abb. 8-1 Aufbau des Bewertungskonzeptes

Werden auch in der Stufe 2 die Bewertungskriterien nicht mit der erforderlichen Zuverlässigkeit eingehalten, können die Ergebnisse der Stufe 2 für die Identifikation bestimmender Eingangsparameter (d. h. Durchführung von Sensitivitäts- und ggf. Dominanzanalysen) verwendet werden. Zusätzliche Informationen zu der Realisierung der Eigenschaften, die durch diese maßgebenden Parameter repräsentiert werden, sollten möglichst objektspezifisch erhoben werden, um eine wirklichkeitsnähere Bewertung mittels der probabilistischen Analyse in Stufe 3 zu ermöglichen.

Erforderlichenfalls können Nutzungseinschränkungen (z. B. Begrenzung der Verkehrslasten oder Reduzierung der Nutzungsdauer) vorgesehen werden, die rechnerisch in der Stufe 3 durch die Modifikation der Eingangsparameter berücksichtigt werden können.

Aus dieser Kurzdarstellung der einzelnen Stufen wird das Grundkonzept deutlich, wonach stufenweise durch zusätzliche Auswertungen bzw. Untersuchungen ein Erkenntnisgewinn eintritt, der zu einer wirklichkeitsnäheren und durch die Verringerung von Unsicherheiten i. d. R. günstigeren Bewertung führt. Das in den Abschnitten 8.3 bis 8.5 in den einzelnen Stufen detailliert beschriebene Bewertungskonzept verfolgt zusammenfassend die Zielsetzung, zu jedem Zeitpunkt innerhalb der Lebensdauer des Tragwerks ein ausreichendes Zuverlässigkeitsniveau zu gewährleisten und gleichzeitig ressourcenschonend einen wirtschaftlichen Betrieb bestehender Bauwerksbestände in der Gesamtbilanz zu ermöglichen.

8.2.2 Aufgliederungsebenen

Um eine Bewertung komplexer Strukturen (z. B. Bauwerke bestehend aus mehreren Bauteilen) vornehmen zu können, ist entweder eine Systembetrachtung oder eine Zerlegung in Teilstrukturen (d. h. Aufgliederung) notwendig. Die Art der Aufgliederung eines Bauwerkes ist abhängig von der zu bewertenden Eigenschaft und den für die Bewertung eingesetzten Analysemethoden. In der Literatur werden mehrheitlich folgende Vorgehensweisen angewendet:

- Bei einer Bemessung bzw. Bewertung gegenüber Tragfähigkeit oder Gebrauchstauglichkeit erfolgt eine Aufgliederung durch die Diskretisierung bei der Modellbildung. Für die Schnittgrößenermittlung wird das Bauwerk in einzelne, numerisch abbildbare Tragwerksteile zerlegt, wobei aufbauend auf dem Prinzip von Saint Venant eine Dimensionsreduktion der Geometrie und eine Idealisierung der Belastungen vorgenommen wird.

Vorteile ergeben sich dadurch, dass einzelne Teiltragwerke unabhängig voneinander betrachtet werden können, die anschließend mit Hilfe von Übergangsbedingungen zu dem Gesamttragwerk zusammengesetzt werden. Die Bemessung

erfolgt im Anschluss an die linear-elastische Schnittgrößenermittlung nur für maßgebende Schnitte auf Querschnittsebene. Lokale Effekte mit einem untergeordneten Einfluss auf das Gesamttragverhalten (z. B. Lasteinleitungsbereiche) werden gesondert betrachtet.

- Eine Bemessung bzw. Bewertung gegenüber Dauerhaftigkeit erfolgt auf Basis von Grundgesamtheiten und bezieht sich in der Regel auf Bauteiloberflächen. Da die Bauteiloberflächen bei Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken häufig unterschiedlichen Grundgesamtheiten angehören, da z. B. Betongüte und Betonüberdeckung variieren, ist die Aufgliederung gegenüber der Bemessung bzw. Bewertung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit teilweise deutlich detaillierter.
- Bauwerksmanagementsysteme führen die Aufgliederung der Bauwerke in einer sehr unterschiedlichen Tiefe durch. Dies ist teilweise durch die historische Entwicklung der jeweiligen Systeme und der bereits vor der Einführung des Systems verfügbaren Informationen abhängig. Eine Zusammenstellung unterschiedlicher Ansätze zur Aufgliederung von Bauwerken im Bereich von Bauwerksmanagementsystemen kann [DAfStb 2007 und Zilch 2011]) entnommen werden.

Bei dem im Rahmen dieser Arbeit verfolgten Ansatz zur zuverlässigkeitsorientierten Bewertung bestehender Bauwerke ist der Aspekt der konsistenten Lebensdauerprognose, d. h. eine Verknüpfung zwischen klassischer Tragfähigkeitsbemessung und baustofflicher Degradationsprognose, wesentlich. Die üblicherweise angewendete Vorgehensweise zur separaten Aufgliederung unter den Aspekten Tragfähigkeit bzw. Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit ist hierfür nicht geeignet.

Aus diesem Grund wird in Anlehnung an [DAfStb 2011] eine hierarchische Systematik zur Aufgliederung eines Bauwerks in der Anwendung auf alle Bewertungsaspekte vorgesehen. Die Beurteilung der Tragfähigkeit bzw. Gebrauchstauglichkeit erfolgt auf Querschnittsebene. Die Dauerhaftigkeitsbewertung bezieht sich auf die einzelnen, freiliegenden Seiten dieses Querschnitts. Sofern eine Betrachtung des Gesamtsystems notwendig ist, werden die einzeln betrachteten Abschnitte mit Hilfe von Übergangsbedingungen (d. h. durch Einführung von Mischsystemen, bestehenden aus Parallel- und Seriensystemen, nach Abschnitt 3.4) zusammengesetzt. In **Tabelle 8-3** sind in Verbindung mit **Abb. 8-2** die einzelnen Aufgliederungsebenen zusammengestellt.

Nach **Tabelle 8-3** wird das Bauwerk in einzelne Bauteilgruppen unterteilt, die funktionale bzw. organisatorische Einheiten darstellen. Eine differenzierte Beurteilung ist auf dieser Ebene nicht möglich, da die Bauteilgruppen sich definitions-

gemäß ggf. aus mehreren Einzeltragwerken mit unterschiedlichen, baustofflichen Grundgesamtheiten zusammensetzen.

Tabelle 8-3 Hierarchische Systematik zur Aufgliederung eines Bauwerks

Aufgliederungsebene	Beispiele
Bauwerk	Brücke, Verwaltungshochbau
Bauteilgruppe	Überbau, Dachgeschoss
Bauteil	Überbaulängsträger, Dachdecke
Bereich	Bauteilflächen mit einheitlichen Eigenschaften (z. B. Betonüberdeckung, Beschichtung), die eine Unterscheidung der Grundgesamtheiten erfordern, bzw. innere Bereiche mit lokalen Trageffekten (z. B. Lasteinleitungsbereich)
Querschnitt	Nachweisschnitt für Biegetragfähigkeit

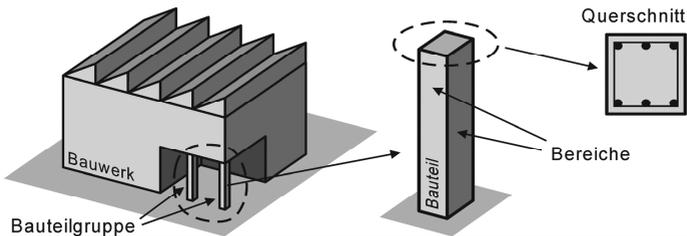


Abb. 8-2 Exemplarische Darstellung der Aufgliederungsebenen

Bauteile bilden die Gliederungsebene unterhalb der Bauteilgruppen und sollen begrifflich ein rechnerisch eigenständig erfassbares Tragwerk darstellen. Auf dieser Ebene wird die linear-elastische Schnittgrößenermittlung durchgeführt. Bei einfachen Tragwerken kann der Inhalt der Aufgliederungsebene „Bauteilgruppe“ und „Bauteil“ identisch sein.

Da innerhalb eines Bauteils unterschiedliche Grundgesamtheiten vorliegen bzw. lokale Trageffekte auftreten können, ist es notwendig, eine weitere Unterteilung in eine Aufgliederungsebene „Bereich“ vorzusehen. Diese Ebene ist maßgebend für die Beurteilung des zeitabhängigen Erhaltungszustandes einzelner Bauteilschichten bzw. Elemente.

Die Beurteilung der Tragfähigkeit bzw. Gebrauchstauglichkeit erfolgt auf der Aufgliederungsebene „Querschnitt“ unter Berücksichtigung der am Bauteil ermittelten Schnittgrößen und den für den Bereich festgestellten Erhaltungszustand der im Querschnitt vorhandenen Bauteilschichten bzw. Elementen.

8.2.3 Bewertungskriterien

Die übergeordneten Kriterien für die Bewertung von Bauwerken allgemein sind nach [GruSiBau 1981, DIN 1055-100:2001 und DIN EN 1990:2002] die Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit. Diese Kriterien sind auch auf die Bewertung bestehender Bauwerke anzuwenden (siehe auch Abschnitt 2.4.2).

Während die Kriterien „Tragfähigkeit“ und „Dauerhaftigkeit“ regelmäßig getrennt oder in Kombination für die Bewertung bestehender Bauwerke angewendet werden, da z. B. Korrosion der Bewehrung beide Eigenschaften beeinflusst und eine Neubewertung erforderlich macht, wird das Kriterium „Gebrauchstauglichkeit“ selten betrachtet, da die Eigenschaften des Tragwerks unter Gebrauchslasten bereits aus der bisherigen Nutzung bekannt sind.

Bei der Errichtung neuer Bauwerke können i. d. R. vereinfachte Modelle zur Tragfähigkeit angewendet werden, um ein für die Errichtung ausreichendes Bemessungsergebnis zu erzielen. Demgegenüber, sind die Betrachtungen zur Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit teilweise entweder mit Einschränkungen in der Aussagegenauigkeit (siehe z. B. Abschätzung von Verformungen unter Berücksichtigung gerissene Betonquerschnitte bzw. deskriptives Konzept zur Dauerhaftigkeitsbemessung) verbunden oder erfordern vertiefte Analysen mit detaillierten Vorgaben zur Bauausführung (siehe z. B. Vorgabe zum Elastizitätsmodul zur Verformungssteuerung).

In **Tabelle 8-4** sind die Vorgehensweisen zur Bemessung neuer bzw. der Bewertung bestehender Bauwerke in Abhängigkeit des betrachteten Kriteriums vergleichend gegenübergestellt. In diesen Zusammenhängen liegt ein wesentlicher Unterschied hinsichtlich der Bedeutung der Kriterien.

Welches Kriterium bzw. welche Kriterienkombination zu betrachten ist, ist abhängig von den objektspezifischen Gegebenheiten. In gleicher Weise verhält es sich auch mit den Nachweisen, die hinsichtlich der zu beurteilenden Kriterien zu führen sind. Da somit jeweils Einzelfallentscheidungen zu treffen sind, werden nachfolgend allgemein die Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit als Bewertungskriterien verwendet.

Die Bewertungskriterien Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit werden als eigenständige Grenzzustände betrachtet, während demgegenüber das Bewertungskriterium Dauerhaftigkeit als Erweiterung dieser Kriterien auf die bauwerksspezifische Nutzungsdauer aufgefasst wird (siehe auch Abschnitt 3.1). Werden Einzelbetrachtungen zur Dauerhaftigkeit angestellt (z. B. zur Ermittlung eines Instand-

setzungsbedarfes), so werden diese Betrachtungen unter dem Aspekt der Zuverlässigkeitstheorie als Ersatzgrenzzustände interpretiert.

Tabelle 8-4 Vergleich der Vorgehensweisen zur Bemessung bzw. Bewertung von Bauwerken in Abhängigkeit des betrachteten Kriteriums

Kriterien	Bemessung neuer Bauwerke	Bewertung bestehender Bauwerke
Tragfähigkeit	Anwendung normativer Modelle bzw. Ansätze	Anwendung teilweise komplexer Modelle bzw. Ansätze, da Verhalten von Degradation beeinflusst wird
Gebrauchstauglichkeit	Anwendung komplexer Modelle, da Verhalten unter Gebrauchslast von vielen Einflüssen abhängig	Gebrauchseigenschaften sind durch bisheriges Verhalten bekannt
Dauerhaftigkeit	Prognose bei Anwendung des deskriptiven Konzeptes unsicher bzw. probabil. Lebensdauerprognose erfordert detaillierte Kenntnis über viele Modellparameter	probabil. Lebensdauerprognose kann bisheriges, zeitabhängiges Verhalten berücksichtigen, wodurch sich Anforderungen an die Kenntnis über Modellparameter reduzieren

8.2.4 Zuverlässigkeitsindex

Zu der Festlegung eines Zuverlässigkeitsindizes gegenüber den Bewertungskriterien Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit wurden in Abschnitt 3.2 Betrachtungen angestellt. Aufbauend hierauf werden nachfolgend die Zielwerte für den Zuverlässigkeitsindex zur Beurteilung der Tragfähigkeit nach **Abb. 8-3**, der Gebrauchstauglichkeit nach **Abb. 8-4** und der Dauerhaftigkeit als Ersatzgrenzzustand nach **Abb. 8-5** angesetzt. Abweichend von **Abb. 8-3** wird für die Betrachtungen zur Ermüdungssicherheit im Rahmen der Beurteilung der Tragfähigkeit die Zielwerte für den Zuverlässigkeitsindex nach **Abb. 8-5** angesetzt. Abweichungen von diesen Festlegungen können jedoch in Einzelfällen notwendig sein.

In **Abb. 8-3** sind zwei unterschiedliche Angaben zum Zielwert des Zuverlässigkeitsindex gegenüber dem Beurteilungskriterium Tragfähigkeit enthalten. Der ausgewiesene Nennwert ist normativ unmittelbar verankert, während der Mindestwert aus normativen Randbetrachtungen abgeleitet wurde (siehe auch **Tabelle 3-11**). Innerhalb des Bewertungskonzeptes wird allgemein der Nennwert als Grenzkriterium verwendet. Nur im Einzelfall, sofern durch zusätzliche Nachweise oder Betrachtungen (z. B. Tragverhalten führt zu einem Versagen mit Vorankündigung, regelmäßige Bauwerksinspektion) die Ausnahme begründet ist, sollte abweichend der Mindestwert angesetzt werden.

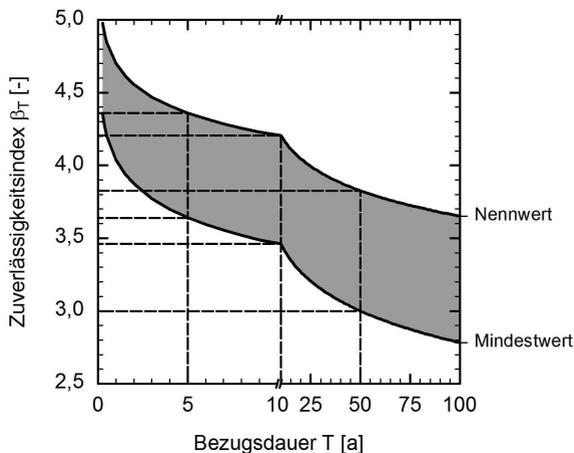


Abb. 8-3 Zuverlässigkeitsindex für Kriterium „Tragfähigkeit“

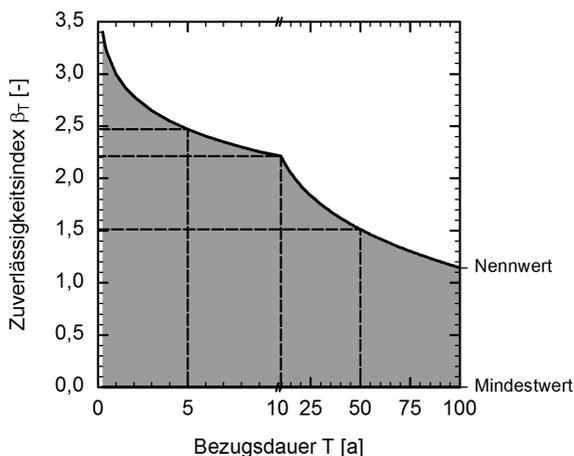


Abb. 8-4 Zuverlässigkeitsindex für Kriterium „Gebrauchstauglichkeit“

Der jeweilige Zuverlässigkeitsindex für Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit ist in **Abb. 8-3** und **Abb. 8-4** zeitabhängig ausgewiesen, um unterschiedliche Restnutzungsdauern bzw. zeitabhängige Veränderungen der Einwirkungen (d. h. der Verkehrslasten) berücksichtigen zu können. Der Zuverlässigkeitsindex für Dauerhaftigkeit als Ersatzgrenzzustand (siehe **Abb. 8-5**) bzw. für den Sonderfall Ermüdung ist demgegenüber zeitlich konstant festgelegt (siehe **Abb. 8-6**). Unter-

schieden werden zwei Zielwerte (d. h. unterer und oberer Grenzwert) in Abhängigkeit der durch die Expositionsklassen ausgedrückten Umgebungsbedingungen bzw. der besonderen Gegebenheiten.

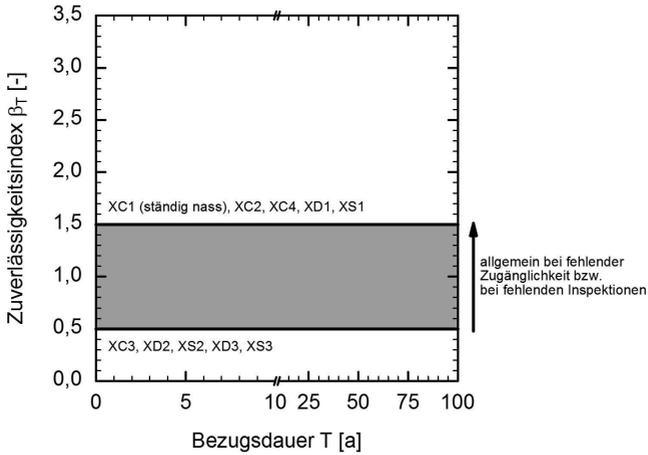


Abb. 8-5 Zuverlässigkeitsindex für Kriterium „Dauerhaftigkeit“ als Ersatzgrenzzustand

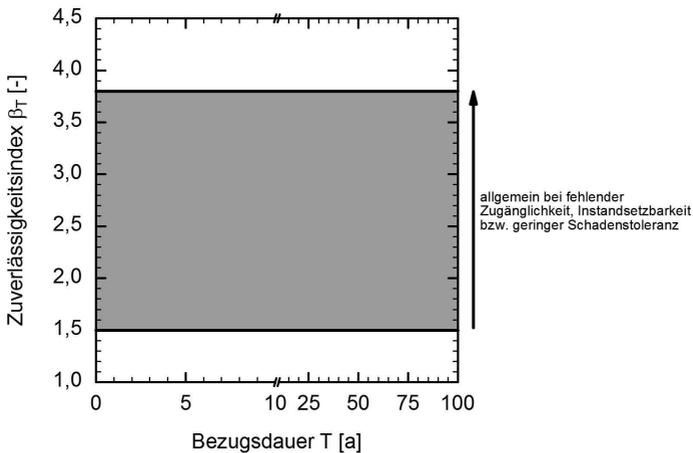


Abb. 8-6 Zuverlässigkeitsindex für Kriterium „Ermüdung“ als Sonderfall des Kriteriums „Tragfähigkeit“

8.2.5 Beurteilungsklassen

Die Einführung von Beurteilungsklassen (z. B. in Anlehnung an [BMVBS 2007]) ist für die Bewertung bestehender Bauwerke nicht zwingend erforderlich. Dennoch bietet die Einführung von Beurteilungsklassen die Möglichkeit, mehrere Bauteile insbesondere bei bereits eingetretenen Schäden innerhalb eines Bauwerkes miteinander zu vergleichen. Für die im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Beurteilungskriterien sind in **Tabelle 8-5** bis **Tabelle 8-7** Beurteilungsklassen eingeführt. Während hinsichtlich des Kriteriums Tragfähigkeit bzw. Gebrauchstauglichkeit lediglich zu unterscheiden ist, ob das Kriterium eingehalten wird oder nicht, ist hinsichtlich des Kriteriums Dauerhaftigkeit eine wesentlich differenziertere Klassenbildung möglich. Die einzelnen Klassen wurden in Anlehnung an Abschnitte 5.3.1 und 5.4.1 festgelegt und exemplarisch für Bewehrungskorrosion in **Abb. 8-7** in Verbindung mit **Tabelle 8-8** konkretisiert.

Tabelle 8-5 Beurteilungsklassen zur Dauerhaftigkeit

Klasse	Bezeichnung	Beschreibung
0	Ungeschädigter Zustand	Bauteil ist geschützt.
1	Exponierter Zustand	Bauteil ist nicht geschützt. Schädigung ist nicht bzw. in einem zu vernachlässigenden Umfang eingetreten. Schadensentstehung bzw. -ausweitung kann durch eine mittelfristige Instandsetzung verhindert werden.
2	Exponierter Zustand	Bauteil ist nicht geschützt. Schädigung ist nicht bzw. in einem zu vernachlässigenden Umfang eingetreten. Schadensentstehung bzw. -ausweitung kann durch eine kurzfristige Instandsetzung verhindert werden.
3	Geschädigter Zustand	Bauteil ist nicht geschützt. Schädigung ist möglicherweise eingetreten und kann die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit beeinflussen.
4	Ungenügender Zustand	Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit kann möglicherweise nicht mehr gegeben sein. Nutzungseinschränkungen, Instandsetzung oder Erneuerung sind erforderlich.

Die Beurteilungsklassen 0 bis 3 umfassen die Einleitungsphase, wobei bei der Beurteilungsklasse 0 keine Schädigung vorliegt und bei den Klassen 1 und 2 durch eine mittelfristige bzw. kurzfristige Instandsetzung (siehe auch [DAfStb 2011]) ein Übergang in die Schädigungsphase verhindert werden kann. In der Beurteilungsklasse 3 setzt die Schädigungsphase ein, in der es zu einer Einschränkung der Ge-

brauchstauglichkeit kommen kann. Klasse 4 stellt den Übergang zur Beurteilungsklasse Tragfähigkeit da.

In Einzelfällen kann in Abhängigkeit der Umgebungsbedingungen von Klasse 2 und 3 nach detaillierter Bewertung eine Rückstufung in Klasse 1 erfolgen (z. B. Carbonatisierung eingetreten, jedoch Feuchtigkeit für Korrosion nicht ausreichend).

Tabelle 8-6 Beurteilungsklassen zur Tragfähigkeit

Klasse	Bezeichnung	Beschreibung
0	Ohne Einschränkungen	Tragfähigkeit ist vollständig nachgewiesen.
4	Ungenügender Zustand	Tragfähigkeit ist nicht mehr gegeben. Nutzungseinschränkungen, Instandsetzung oder Erneuerung sind erforderlich.

Tabelle 8-7 Beurteilungsklassen zur Gebrauchstauglichkeit

Klasse	Bezeichnung	Beschreibung
0	Ohne Einschränkungen	Gebrauchstauglichkeit ist vollständig gegenüber relevanten Kriterien nachgewiesen.
4	Ungenügender Zustand	Gebrauchstauglichkeit ist nicht mehr gegeben.

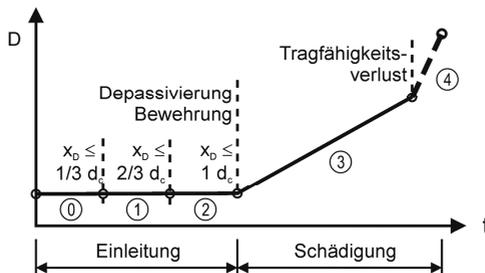


Abb. 8-7 Beurteilungsklasse Dauerhaftigkeit am Beispiel der Bewehrungskorrosion

Prinzipiell ist es möglich, in ähnlicher Weise im Sinne von Warnstufen eine Unterteilung der Beurteilungsklassen Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit zwischen den Stufen 0 und 4 vorzunehmen. Hierauf wird jedoch im Rahmen des hier entwickelten Bewertungskonzeptes verzichtet, da vom Grundsatz das Trag- bzw. Gebrauchsverhaltens entweder ausreichend ist oder nicht.

Gegenüber dem Konzept in [DAfStb 2011] wird eine Aggregation der Beurteilungsklassen Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit bzw. eine

Aggregation der Beurteilungklassenergebnisse für einzelne Bauteile auf Bauwerks-ebene nicht vorgesehen.

Tabelle 8-8 Beispiele zur Beurteilungsklasse Dauerhaftigkeit

Klasse	Grundlage
1	Carbonatisierungstiefe beträgt mindestens 1/3 der Betondeckung Chloridgehalt entspricht mindestens dem kritischen, korrosionsauslösenden Chloridgehalt in der Tiefenlage 1/3 der Bewehrung
2	Carbonatisierungstiefe beträgt mindestens 2/3 der Betondeckung Chloridgehalt entspricht mindestens dem kritischen, korrosionsauslösenden Chloridgehalt in der Tiefenlage 2/3 der Bewehrung
3	Carbonatisierungsfront reicht an die Bewehrung Chloridgehalt entspricht mindestens dem kritischen, korrosionsauslösenden Chloridgehalt in der Tiefenlage der Bewehrung freiliegende Bewehrung bzw. Hüllrohre Grenzwerte für Risse in Abhängigkeit der Expositionsklasse ¹⁾ XC1: > 0,4 mm XC2 ÷ 4: > 0,3 mm XD1 ÷ 3 > 0,3 mm XS1 ÷ 3 > 0,3 mm
4	Tragfähigkeitsverlust

¹⁾ Beurteilung von Rissen nach Tab. **Tabelle 5-19** für die quasi-ständige Einwirkungskombination

8.3 Stufe 1 des Bewertungskonzeptes

In Stufe 1 erfolgt eine Bewertung des Bauwerks entsprechend dem letztgültigen Normenstand. Die normativen Vorgaben können durch weitergehende Regelungen ergänzt sein, die objektspezifische Vereinfachungen enthalten können (siehe z. B. [NRR 2011]). In **Abb. 8-8** ist die Vorgehensweise schematisch dargestellt.

Innerhalb der Stufe 1 des Bewertungskonzeptes werden zunächst die im Wesentlichen aus den Bauwerksdokumenten in Verbindung mit bauseitigen Vorgaben verfügbaren Informationen zusammengefasst. Mit Ausnahme einer Inaugenscheinnahme sind keine weiteren Untersuchungen am Bauwerk vorgesehen. In **Tabelle 8-9** sind die für eine vollständige Bewertung notwendigen Informationen und die zugehörigen Informationsquellen zusammengestellt.

Sind im Rahmen der an dem Bauwerk regulär durchgeführten Zustandsuntersuchungen keine Degradationserscheinungen (wie z. B. eine flächige Rostfahnenbildung als Indiz für Bewehrungskorrosion) feststellbar, so kann das Bauwerk i. d. R. mit den bereits in der Entwurfsstatik enthaltenen Annahmen und den normativen Bemessungsmodellen deterministisch (z. B. unter Anwendung des Teilsicherheitskonzeptes nach [DIN 1055-100:2001 und DIN 1045-1:2008]) analysiert werden. Dabei können die baujahresbedingten Defizite (siehe Abschnitt 6) gezielt bei der Bewertung berücksichtigt werden.

Veränderte Nutzungsbedingungen (z. B. Änderungen der Belastung) oder Veränderungen der Tragstruktur (z. B. Änderung des statischen Systems infolge eines Umbaus bzw. einer bereits durchgeführten Instandsetzung) können in der Analyse verhältnismäßig einfach aufgenommen werden. Die im Rahmen dieser Arbeit für Straßenbrücken aufgezeigten Möglichkeiten zur Abschätzung der Schnittgrößen (siehe Abschnitt 6.3) können auf beliebige Bauwerkstypen übertragen werden und so effektiv eine Vorbemessung oder Kontrolle der durch Laständerung notwendigen, statischen Berechnungen ermöglichen.

Es ist jedoch zu beachten, dass im Zuge eines aktualisierten Kenntnisstandes derzeitige Entwurfsnormen häufig deutlich größere Anforderungen an ein Bauwerk stellen. Dies betrifft insbesondere die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit. Es ist daher nicht zu erwarten, dass durch die Anwendung der Stufe 1 wesentliche Bewertungsreserven erschlossen werden können. Grundsätzlich werden jedoch Schwachstellen der Konstruktion bzw. kritische Nachweise identifiziert. Diese können gezielt in den folgenden Stufen des Bewertungskonzeptes analysiert werden.

Die Beurteilungskriterien und die zugehörigen Nachweise sind objektspezifisch festzulegen. Werden Nachweise nicht erfüllt oder sind abweichende Nutzungsdauern (z. B. Begrenzung der Restnutzungsdauer) als Konzept zur Reduzierung von Nachweisdefiziten zu berücksichtigen, ist die Anwendung der Stufe 2 erforderlich.

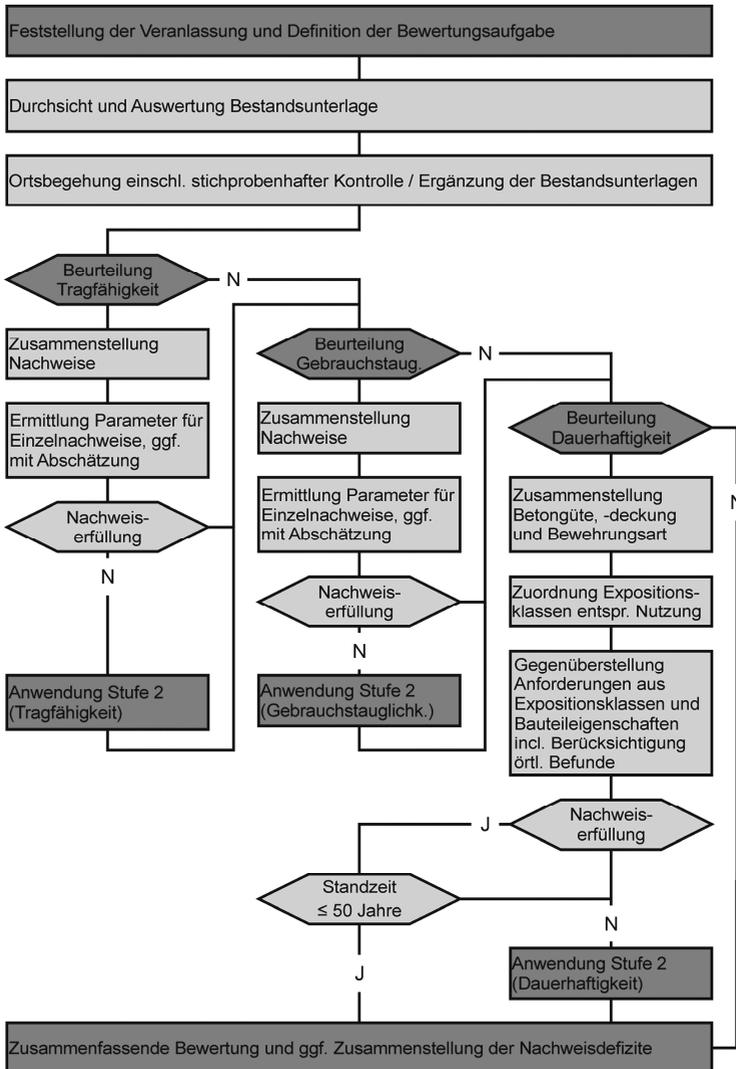


Abb. 8-8 Abfolge der Bewertung in Stufe 1 (Abfragen mit N = Nein und J = Ja)

Tabelle 8-9 Verfügbare Informationen in Stufe 1

Nr. Eigenschaften	mögliche Informationsquelle ¹⁾
1.1 Allgemeines	
optischer Gesamteindruck	Inaugenscheinnahme (Abschnitt 2.3.3)
Herstellungsbedingungen (z. B. Verfahren, Art der Qualitätskontrolle, Witterung)	Bestandsdokumente (Abschnitt 2.3.2)
Schwachstellen	Dokumente der Bauwerksprüfung, Instandsetzungsprotokolle, baujahresbed. Defizite (Abschnitt 6)
geplante Restnutzungsdauer	Tabelle 3-2
2.1 bauliche Durchbildung und Baustoffe	
Geometrie	Bestandsdokumente (Abschnitt 2.3.2), Erfassung (Abschnitt 2.3.3 und 2.3.4)
Betonüberdeckung	Bestandsdokumente (Abschnitt 2.3.2), Entwurfsnormen (Abschnitt 6.5)
Beton (z. B. Druckfestigkeit)	Nennfestigkeit Bestandsdokumente (Abschnitt 2.3.2) bzw. Ansatz Mindestfestigkeiten nach Entwurfsnormen (Abschnitt 6.5)
Bewehrungsstahl bzw. Spannstahl (z. B. Streckgrenze, Zugfestigkeit, Verbundeigenschaften)	Nennfestigkeit Bestandsdokumente (Abschnitt 2.3.2)
3.1 Einwirkungen	
mechanische Einwirkungen (z. B. ständige Lasten, (dynamische) Verkehrslasten)	Bestandsdokumente (Abschnitt 2.3.2)
physikalische und chemische Einwirkungen (z. B. Temperatur, Feuchte, Frost, Tausalz)	Bestandsdokumente (Abschnitt 2.3.2)
Einwirkungen aus Betrieb (z. B. Reinigung)	Bestandsdokumente (Abschnitt 2.3.2), Inaugenscheinnahme (Abschnitt 2.3.3)
4.1 Bewertung	
statisches System, Lastabtrag	Bestandsdokumente (Abschnitt 2.3.2)
Abschätzung Schnittgrößen aus Änderungen der Lasteinwirkung	Ansätze nach Abschnitt 6.3
Dauerhaftigkeit	deskriptivem Konzept auf Basis von Expositionsklassen (Abschnitt 5.2.1)

8.4 Stufe 2 des Bewertungskonzeptes

Allgemein ist die Vorgehensweise in Stufe 2 in **Abb. 8-9** dargestellt. In dieser Stufe des Bewertungskonzeptes werden ausschließlich diejenigen Nachweise betrachtet, die mit den in Stufe 1 vorliegenden Informationen und verwendeten Ansätzen nicht zufriedenstellend geführt werden konnten. Die Bewertung erfolgt nun mit teilweise modifizierten Bemessungsansätzen und mit überwiegend abgeschätzten Modellparametern (siehe **Tabelle 8-10**) innerhalb einer probabilistischen Analyse. Die Erhebung zusätzlicher Informationen durch umfangreiche Bauwerksuntersuchungen ist auch in dieser Stufe nicht vorgesehen. Da die Bewertung somit weitestgehend auf Annahmen beruht, werden die damit verbundenen Unsicherheiten innerhalb der in dieser Stufe durchgeführten probabilistischen Berechnungen berücksichtigt.

Ziel der Stufe 2 des Bewertungskonzeptes ist es, durch die Einbeziehung von Vorinformationen die Aussagegenauigkeit zum Zustand eines Bauwerks, dessen Zuverlässigkeit und einer vertretbaren Restnutzungsdauer zu verbessern. Dabei sollten die Vorinformationen im Wesentlichen durch verhältnismäßig einfache, dem Problem jedoch angemessene Mittel gewonnen werden. Im Abschnitt 6 dieser Arbeit wurden verschiedene Bereiche betrachtet, aus denen in Abhängigkeit des Errichtungszeitpunktes der Konstruktion wesentliche Eigenschaften abgeleitet werden können. Diese Annahmen können neben den Angaben aus den Bauwerksdokumenten für eine gegenüber Stufe 1 verbesserte Aussagegenauigkeit eingesetzt werden.

Sofern eine Bewertung für Nutzungszeiträume abweichend von einer 50-jährigen Nutzung durchgeführt werden soll, können die Einwirkungen nach **Abb. 7-18** bzw. Gl. (7.20) dem Betrachtungszeitraum angepasst werden. Begleiteinwirkungen können ergänzend nach **Abb. 4-8** bzw. Gl. (4.8) mit Kombinationsbeiwerten belegt werden.

Durch die zeitabhängige Modellierung der Einwirkungen in Verbindung mit dem im Rahmen dieser Arbeit vorgestellten Ansatz zur konsistenten Lebensdauerprognose kann als Ergebnis der Zuverlässigkeitsanalysen eine Restnutzungsdauer objektspezifisch bestimmt werden. Dies ist mit den derzeit verfügbaren bzw. normativ vorgesehenen Ansätzen (z. B. [NRR 2011]) nicht möglich.

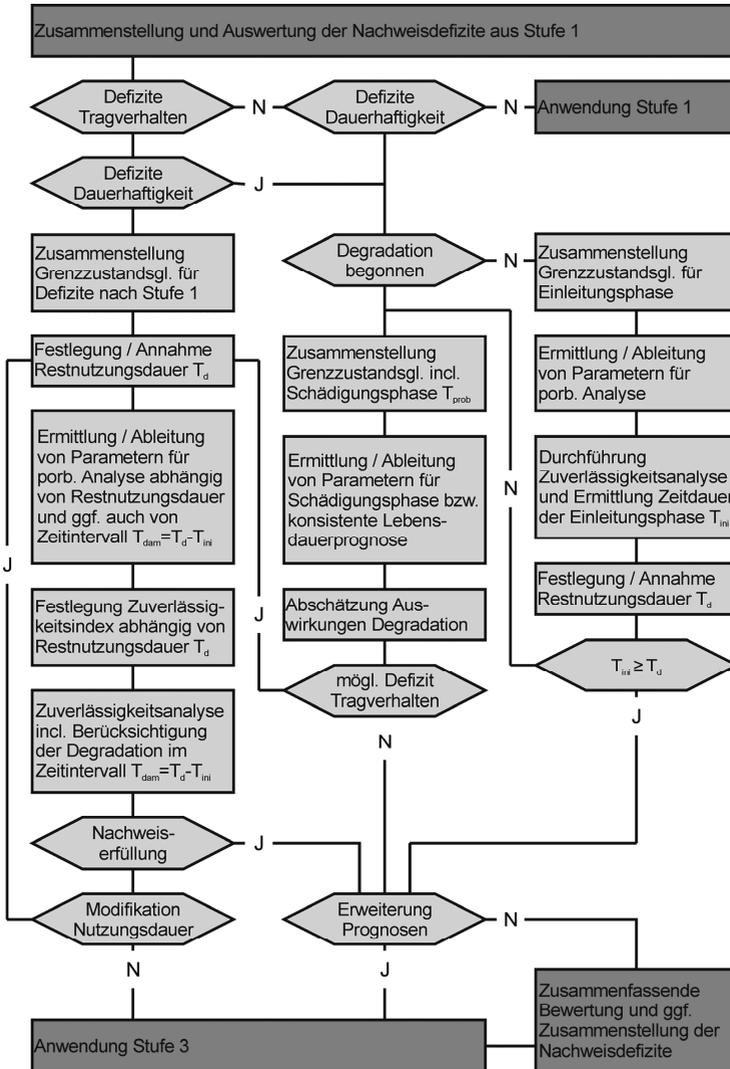


Abb. 8-9 Abfolge der Bewertung in Stufe 2 (Abfragen mit N = Nein und J = Ja)

Tabelle 8-10 Verfügbare Informationen in Stufe 2 (Forts. **Tabelle 8-9**)

Nr. Eigenschaften	mögliche Informationsquelle ¹⁾
1.2 Allgemeines	
Zielwert Zuverlässigkeitsindex innerhalb Restnutzungsdauer	Abschnitt 8.2.4
maßgebende Nachweise	Ergebnisse Stufe 1
2.2 bauliche Durchbildung und Baustoffe	
stochast. Modell Geometrie, Betondeckung	Bestandsdokumente (Abschnitt 2.3.2), Geometrieerfassung (Abschnitt 2.3.4)
Beton (z. B. Druckfestigkeit, Chloridmigrat.)	Ableitung Eigenschaften (Abschnitt 6.5)
Modifikation Dauerstandsbeiwert Beton	Abschnitt 6.5.5
Abschätzung Schadenswirkung (z. B. aus Betonabplatzungen, Frostwirkung)	Tabelle 5-18 und Tabelle 5-25 in Verbindung mit Tabelle 5-27
Verteilungsparameter allgemein	Anhang B und C
3.2 Einwirkungen	
stochast. Modell zu mech. Einwirkungen	Abschnitt 4.2 und 7.5
Kombinationsbeiwerte Begleiteinwirkungen	Abb. 4-8 bzw. Gl. (4.8)
Modifikation veränderlichen Lasten in Abhängigkeit der geplante Restlebensdauer	Ansätze nach Abschnitt 7.5
physikalische und chemische Einwirkungen (z. B. Temperatur, Feuchte, Frost, Tausalz)	Wetteramt (Abschnitt 5)
Verteilungsparameter allgemein	Anhang A
4.2 Bewertung	
Abschätzung Zuverlässigkeitsindex auf Basis des Auslastungsgrades	Abschnitt 7.6
Modifikation von normativen Nachweisen zur Anwendung in prob. Analysen	Abschnitt 4.3
probabilistisches Modell für konsistente Lebensdauerprognose	Abschnitt 7.1
Ansatz der Modellunsicherheiten	Abschnitt 7.3
Dauerhaftigkeitsprognose	Abschnitt 5.3 bzw. 5.4 und 6.4
räumliche Dauerhaftigkeitsprognose	Abschnitt 7.4
Einstufung Beurteilungsklassen	Abschnitt 8.2.5

8.5 Stufe 3 des Bewertungskonzeptes

In Stufe 3 des Bewertungskonzeptes werden gegenüber Stufe 2 zusätzliche Vorinformationen durch gezielte Untersuchungen am Bauwerk erhoben (siehe auch **Tabelle 8-11** und **Abb. 8-10**).

Tabelle 8-11 Verfügbare Informationen Stufe 3 (Forts. **Tabelle 8-9** und **Tabelle 8-10**)

Nr. Eigenschaften	mögliche Informationsquelle ¹⁾
1.3 Allgemeines	
Zielwert Zuverlässigkeitsindex innerhalb Restnutzungsdauer	Abschnitt 8.2.4
maßgebende Nachweise	Ergebnisse Stufe 2 und darauf aufbauender Sensitivitätsanalysen
2.3 bauliche Durchbildung und Baustoffe	
Baustoffuntersuchungen allgemein	Abschnitt 2.3.5 und 7.2.2
Geometrie, Betonüberdeckung	Erfassung (Abschnitt 2.3.3 und 2.3.4)
Beton (z. B. Druckfestigkeit, Chloridmigrationskoeffizient)	Ableitung Eigenschaften (Abschnitt 6.5)
Abschätzung Schadenswirkung (z. B. aus Betonabplatzungen, Frostwirkung)	Tabelle 5-18 und Tabelle 5-25 in Verbindung mit Tabelle 5-27
Verteilungsparameter allgemein	Anhang B und C
3.3 Einwirkungen	
Modifikation veränderlichen Lasten in Abhängigkeit der geplanten Restlebensdauer	Ansätze nach Abschnitt 7.5
Verteilungsparameter allgemein	Anhang A
4.3 Bewertung	
Abschätzung Zuverlässigkeitsindex auf Basis des Auslastungsgrades	Abschnitt 7.6
Integration von Vorinformationen (Bauwerksinspektion, Monitoring, Belastungsversuch)	Abschnitt 7.2
Ansatz der Modellunsicherheiten	Abschnitt 7.3
räumliche Dauerhaftigkeitsprognose	Abschnitt 7.4
Einstufung Beurteilungsklassen	Abschnitt 8.2.5

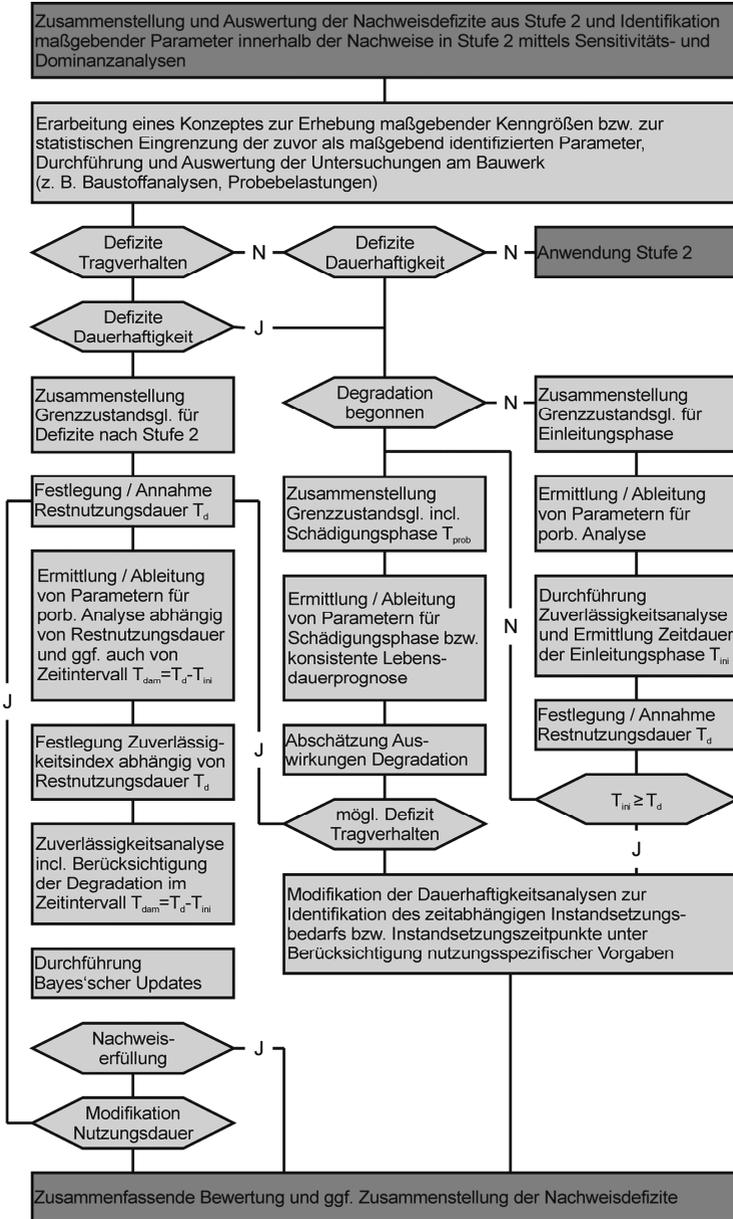


Abb. 8-10 Abfolge der Bewertung in Stufe 3 (Abfragen mit N = Nein und J = Ja)

Maßgebende Parameter, die durch Untersuchungen am Bauwerk erhoben werden sollten, können an den in Stufe 2 verwendeten Modellen durch

- Sensitivitätsanalysen (zur Beurteilung des Einflusses streuender Eingangsparameter auf die Streuung des Modellergebnisses, siehe auch Abschnitt 7.2.2) und
- Dominanzanalysen (zur deterministischen Beurteilung des Einflusses der Eingangsparameter auf das Modellergebnis)

identifiziert werden.

Insgesamt wird mit der Stufe 3 des Bewertungskonzeptes das Ziel verfolgt, die in der Stufe 2 bereits durchgeführten, probabilistischen Analysen durch zusätzliche Informationen zu ergänzen und Unsicherheiten durch Einsatz des Bayes'schen Updates gezielt zu reduzieren. Als Ergebnis bietet diese Bewertungsstufe eine konsistente Lebensdauerprognose, die für die Prognose sowohl das punktuell am Bauwerk festgestellte Verhalten als auch das aufgrund von Forschungserkenntnissen zu erwartende Verhalten berücksichtigt.

8.6 Schlussfolgerungen

In Abschnitt 8 wurden die in Abschnitte 3 bis 7 erarbeiteten Module aufgegriffen und aufbauend auf den in Abschnitt 2 definierten Anforderungen in einem zuverlässigkeitsorientierten Bewertungskonzept für bestehende Bauwerke aus Stahlbeton und Spannbeton integriert.

In dem nachfolgenden Abschnitt 9 erfolgt die Anwendung des Bewertungskonzeptes an typischen Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen. Insgesamt soll damit die Leistungsfähigkeit des entwickelten Konzeptes aufgezeigt werden.

9 Anwendung an typischen Bauteilen

9.1 Beispiel 1: Hochbaudecke

9.1.1 Ausgangssituation

Nachfolgend wird eine Stahlbetondecke (siehe **Abb. 9-1**) betrachtet, die Bestandteil eines Wohn- bzw. Bürogebäudes ist und zusammen mit dem Gesamttragwerk im Jahr 1952 errichtet wurde. Es wird angenommen, dass die Ausführungsunterlagen zu der Stahlbetondecke nicht mehr vorliegen. Die ursprünglichen Bemessungslasten für die Auslegung der Konstruktion sind daher unbekannt.

Gegenstand der Bewertung soll sein, in welcher Art eine Weiternutzung des Deckentragwerkes möglich ist, d. h. welche Verkehrslasten aufgenommen werden können (Bewertung im Jahr 2012).

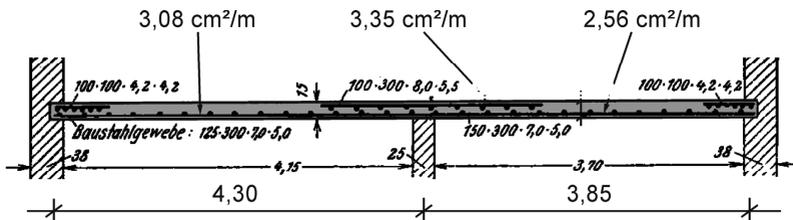


Abb. 9-1 Hochbaudecke aus [Kersten 1947]

Die im Weiteren unterstellten Randbedingungen (z. B. hinsichtlich der Durchführung von Ortsbegehungen bzw. der Befunde am Bauwerk) wurden exemplarisch im Rahmen dieses Beispiels angenommen.

9.1.2 Bewertung Stufe 1

9.1.2.1 Vorgehensweise

In der Stufe 1 des Bewertungskonzeptes wurde eine Ortsbegehung durchgeführt und ca. 1 m lange Suchschlitze im Feld- und Stützbereich angelegt, da keine Bestandsunterlagen vorliegen. Dabei wurde festgestellt, dass die Stahlbetondecke als einachsig lastabtragendes Zweifeldsystem ausgeführt wurde. Die Abmessungen der Konstruktion sowie die festgestellten Bewehrungsgehalte (hier: Betonstahlmatten mit glatter Staboberfläche) sind in **Abb. 9-1** zusammengestellt.

Aufgrund der oben definierten Bewertungsaufgabe werden nachfolgend die Tragfähigkeit gegenüber einer Biegebeanspruchung und die Dauerhaftigkeit vertiefend betrachtet.

In **Tabelle 9-1** sind die Ergebnisse der Auswertung der verfügbaren Informationen und die im Wesentlichen auf Basis des Herstellungsjahres erfolgten Annahmen zusammengestellt. Die Annahmen wurden auf Basis des Vertrauensprinzips hergeleitet, nachdem ohne anders lautende Hinweise die Planung und Ausführung des Bauwerkes nach den zum Zeitpunkt der Herstellung gültigen Normen erfolgte.

Aus dem Herstellungszeitpunkt ergeben sich zunächst die für die Planung und Ausführung des Bauteils angewendeten Normen (siehe Anhang G und H). Darauf aufbauend kann angenommen werden, dass die Betongüte des Bauteils mindestens den Mindestanforderungen für Stahlbetonbauteile nach [DIN 1045:1952-07] zum Zeitpunkt der Ausführung entsprach (siehe auch Abschnitt 6.5). Da in diesem Beispiel Betonstahlmatten als Bewehrung eingesetzt werden, kann auch die Betonstahlgüte angegeben werden. Die ausgewiesene Betonüberdeckung von ca. 1,0 cm entspricht einerseits den Mindestanforderungen zum Herstellungszeitpunkt für Bauteile im Innenbereich und andererseits den stichprobenhaften Feststellungen zur Betonüberdeckung im Bereich der Suchschlitze.

Aus den Angaben zu den verwendeten Baustoffgüten ergeben sich wiederum die einzelnen Rechenwerte nach Anhang B (siehe **Tabelle 9-2**).

Tabelle 9-1 Auswertung der verfügbaren Informationen und Annahmen

Eigenschaft	Annahme	Grundlage für Annahme
Normen	DIN 1045:1952-07 DIN 1048:1944-04 DIN 488:1939-03	Herstellungszeitpunkt
Betongüte	B160	Mindestanforderung für Stahlbetonbauteile zum Herstellungszeitpunkt
Betonstahlgüte	BSt IVb	Anforderung an Betonstahlmatten zum Herstellungszeitpunkt
Betonüberdeckung	1,0 cm (oben und unten)	Mindestanforderung zum Herstellungszeitpunkt für Bauteile im Innenbereich und Stichprobe im Bereich der Suchschlitze

Tabelle 9-2 charakteristische Rechenwerte Baustoffe

Güte	Eigenschaft	
B160	Beton, Druckfestigkeit	$f_{ck} = 10 \text{ MN/m}^2$
BSt IVb	Betonstahl, Streckgrenze	$f_{yk} = 500 \text{ MN/m}^2$

In **Tabelle 9-3** sind die auf das Tragwerk einwirkenden Lasten zusammengestellt, die sich aus den am Bauwerk festgestellten geometrischen Abmessungen und den normativ vorgesehenen Wichten ergeben.

Tabelle 9-3 Lastzusammenstellung

Einwirkung	Bemerkung	Lastansatz
Eigengewicht	$25 \cdot 0,15 =$	$g_1 = 3,75 \text{ kN/m}^2$
Ausbaulasten	pauschal	$g_2 = 0,75 \text{ kN/m}^2$
Verkehrslast	gesuchte Größe	p_{max}

9.1.2.2 Bewertung der Tragfähigkeit

Die Bewertung der Tragfähigkeit in der Stufe 1 erfolgt auf Basis aktueller Normen. Demzufolge werden die Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkung und Widerstand nach [DIN 1055-100:2001] berücksichtigt. In **Abb. 9-2** sind die Ergebnisse der Auswertungen der Biegetragfähigkeit dargestellt.

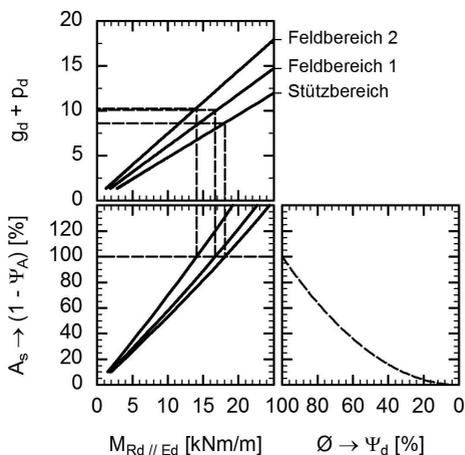


Abb. 9-2 aufnehmbare Flächenlasteinwirkung in Abhängigkeit der Bewehrung

Unter der Voraussetzung, dass Schäden am Bauteil nicht vorliegen (hier: Ortsbegehung ergab hierfür keine Hinweise), betragen die aufnehmbaren Einwirkungen (hier: Flächenlast) einschließlich Teilsicherheitsbeiwert ca. 10 kN/m^2 (Feld 1 und 2) und $8,5 \text{ kN/m}^2$ (Stützbereich). Hieraus ergibt sich für den Stützbereich mit

$$p_k = \frac{8,5 - \gamma_g \cdot g_k}{\gamma_p} = \frac{8,5 - 1,35 \cdot 4,5}{1,50} = 1,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (9.1)$$

die rechnerisch aufnehmbare Verkehrsflächenlast. Diese Verkehrslast liegt nur geringfügig oberhalb des normativen Lastansatzes für Wohnraumnutzung mit 1,5 kN/m². Es kann folglich davon ausgegangen werden, dass die Konstruktion gemäß Planungsvorgaben ursprünglich als Wohnraum genutzt werden sollte.

Die Feldbereiche werden nachfolgend nicht betrachtet. Von der Möglichkeit einer Umlagerung vom Stützbereich in den Feldbereich wird nicht Gebrauch gemacht.

9.1.2.3 Bewertung der Dauerhaftigkeit

Die Bewertung der Dauerhaftigkeit erfolgt in der Stufe 1 auf Basis des deskriptiven Bemessungskonzeptes (siehe Abschnitt 5.2.1). In **Tabelle 9-4** sind die den Randbedingungen entsprechenden Expositionsklassen und die sich hieraus ableitenden Anforderungen an die Betongüte bzw. die Betonüberdeckung den vorhandenen Gegebenheiten gegenübergestellt. Es wird deutlich, dass beide Kriterien nicht eingehalten sind und nach normativem Konzept daher eine Einschränkung der Dauerhaftigkeit möglich ist, zumal die ursprüngliche Auslegungsdauer von i. d. R. 50 Jahren zum Bewertungszeitraum überschritten wurde.

Im Rahmen der Ortsbegehung wurden jedoch keine Hinweise auf eine bereits einsetzende Bewehrungskorrosion vorgefunden. Diese Tatsache kann anschaulich durch **Abb. 5-13** erklärt werden, wonach bei der für Innenräume typischen, relativen Luftfeuchtigkeit von 50 % keine Bewehrungskorrosion zu erwarten ist.

Tabelle 9-4 Bewertung der Dauerhaftigkeit in Stufe 1

	Bestand	Anforderung	Bewertung
Expositionsklasse	--	XC1	--
Betongüte	C8/10=C12/15	C16/20	Kriterium nicht eingehalten
Betondeckung	ca. 10 mm	10 + 10 = 20 mm	Kriterium nicht eingehalten

9.1.2.4 Zusammenfassung Stufe 1

Die Nachweise zur Biegetragfähigkeit haben gezeigt, dass der Stützbereich maßgebend wird und eine Verkehrslast von 1,6 kN/m² aufgenommen werden kann. Die Bewertung der Dauerhaftigkeit ergibt, dass die normativen Mindestanforderungen

nicht erfüllt sind, am Bauwerk jedoch keine Anzeichen für Bewehrungskorrosion aufgefunden wurden.

In der nachfolgenden Stufe 2 soll die Biegetragfähigkeit im Stützbereich auf Basis probabilistischer Analysen weitergehend eingegrenzt werden.

Aus ingenieurmäßiger Sicht kann auf eine vertiefte Betrachtung der Dauerhaftigkeit nach Abschnitt 5.3 bzw. 5.4 und 6.4 verzichtet werden, da im Bereich von Innenräumen in Wohn- oder Bürobauwerken unter üblichen Nutzungsbedingungen keine bzw. keine ausgeprägten Schäden zu erwarten sind und im Rahmen der Ortsbesichtigung keine Hinweise nach einer 60 jährigen Nutzung gefunden wurden.

9.1.3 Bewertung Stufe 2

9.1.3.1 Vorgehensweise

In Stufe 2 des Bewertungskonzeptes sind keine zusätzlichen Untersuchungen am Bauwerk vorgesehen. Durchgeführt wird eine probabilistische Analyse auf Basis der Ansätze nach Stufe 1.

9.1.3.2 Bewertung der Tragfähigkeit

Als Zuverlässigkeitsindex wird nach Abschnitt 8.2.4 ein Zuverlässigkeitsindex von 3,0 bzw. 3,8 für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren angesetzt.

Aufbauend auf den Betrachtungen in Abschnitt 7.6 kann aus **Abb. 7-23** abgeleitet werden, dass näherungsweise unter der Voraussetzung eines ursprünglichen Auslastungsgrades der Konstruktion von 100 % durch die Änderung des Zuverlässigkeitsindizes eine Erhöhung des zulässigen Auslastungsgrades um ca. 15 % möglich ist. Aus dieser Überlegung ergibt sich näherungsweise mit

$$p_k = \frac{\kappa_{zul} \cdot 8,5 - \gamma_g \cdot g_k}{\gamma_p} = \frac{1,15 \cdot 8,5 - 1,35 \cdot 4,5}{1,50} = 2,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (9.2)$$

eine aufnehmbare Verkehrsflächenlast, die mit ca. 60 % deutlich größer ist, als nach Stufe 1 bestimmt. Da jedoch die Zusammenhänge nur einen Näherungscharakter haben, da z. B. nicht die wirklichen Verteilungen der Lasteinwirkungen berücksichtigt werden, ist eine probabilistische Analyse zusätzlich erforderlich.

In **Tabelle 9-5** sind die Parameter für die probabilistische Analyse nach Abschnitt 4.3 auf Basis der Grenzzustandsgleichung nach Gl. (4.17) zusammengestellt. Die einzelnen Parameter wurden mehrheitlich aus den charakteristischen Werten nach Stufe 1 abgeleitet.

Die Modellunsicherheit nach Abschnitt 7.3 für den Widerstand berücksichtigen, dass für den Nachweis ein verhältnismäßig wirklichkeitsnahes Modell verwendet

wird und die Baustoffgüten als Mindestwerte bzw. der Querschnittsaufbau den Anforderungen entsprechend bekannt ist.

Tabelle 9-5 Zusammenstellung Parameter zur Biegetragfähigkeit (Stufe 2)

Parameter	Einheit	μ	V [%]	
Betondruckfestigkeit	[MN/m ²]	logD	18	35
Streckgrenze Bewehrungsstahl	[MN/m ²]	logD	550	8
Modellunsicherheit Widerstand Kombination: M1-G2-Q2	[-]	logD	1,00	5
Modellunsicherheit Einwirkung	[-]	ND	1,00	10
statische Höhe	[m]	ND	0,135	10
Biegemoment aus ständigen Lasten	[MNm/m]	ND	0,0094 ¹⁾	5
Biegemoment aus Verkehrslasten	[MNm/m]	GumD	gesucht	30
Dauerstandsbeiwert α	[-]	D	0,90	--
Querschnittsbreite	[m]	D	1,00	--
vorhandene Bewehrung	[cm ² /m]	D	3,35	--

¹⁾ Beiwert Stützmoment: -2,09

Die Ergebnisse der probabilistischen Analysen sind in **Abb. 9-3** dargestellt. In den Analysen wurde in Abhängigkeit der Restnutzungsdauer für unterschiedliche Verkehrslasten der Zuverlässigkeitsindex bestimmt. Den Berechnungsergebnissen sind die Zielwerte des Zuverlässigkeitsindizes mit 3,0 bzw. 3,8 für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren nach Abschnitt 8.2.4 gegenübergestellt.

Unter der Annahme einer Restnutzungsdauer von 50 Jahren kann eine charakteristische Verkehrsflächenlast von ca. 1,50 kN/m² (Vergleich mit Nennwert des Zuverlässigkeitsindizes) bzw. 2,75 kN/m² (Vergleich mit Mindestwert des Zuverlässigkeitsindizes) aufgenommen werden. Unter der Annahme, dass eine weitere Nutzung für lediglich 20 Jahre vorgesehen ist, können vergleichbare, charakteristische Lasten angesetzt werden, da bei kürzerer Restnutzungsdauer einerseits der Zuverlässigkeitsindex steigt und andererseits ebenfalls die Anforderungen an den Zuverlässigkeitsindex zunehmen. Aus der Berechnung wird dennoch der Einfluss der Restnutzungsdauer auf den Zuverlässigkeitsindex deutlich.

Die Berechnungsergebnisse beziehen sich ausschließlich auf die Tragfähigkeit. In Abhängigkeit der Auftretenshäufigkeit der Verkehrslasten und den Nutzungsanforderungen können zusätzliche Analysen notwendig sein, die auf die Gebrauchs-

tauglichkeit zielen. Bei dem hier verfolgten Beispiel werden jedoch aufgrund der bisherigen Erfahrungen gegenüber dem Gebrauchsverhalten des Tragwerks und den lediglich temporär erwarteten, hohen Verkehrslasten keine weitergehenden Betrachtungen angestellt.

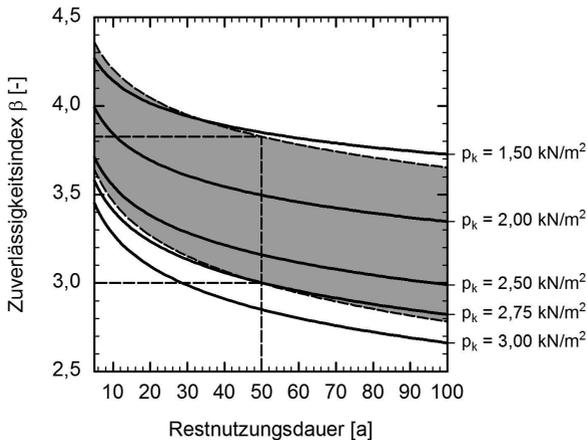


Abb. 9-3 Zuverlässigkeitsindex in Abhängigkeit von Flächenverkehrslast und Restnutzungsdauer

9.1.3.3 Zusammenfassung Stufe 2

Gegenüber der Bewertung in der Stufe 1 konnten durch die Anwendung probabilistischer Analysen größere Tragfähigkeiten bestimmt werden. Darüber hinaus wurde deutlich, dass nutzungs- bzw. objektspezifische Vorgaben wesentlich differenzierter in der Stufe 2 berücksichtigt werden können.

In der nachfolgenden Stufe 3 soll unter Berücksichtigung zusätzlicher Informationen mittels probabilistischer Analysen die Biegetragfähigkeit im Stützbereich bestimmt werden.

9.1.4 Bewertung Stufe 3

9.1.4.1 Vorgehensweise

Als Fortführung der probabilistischen Analysen wurde in der Stufe 3 eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt. Die Ergebnisse sind in **Abb. 9-4** dargestellt. Demnach ist die statische Höhe der bestimmende Parameter in der Grenzzustandsgleichung.

Die Sensitivität des Widerstandes insgesamt beträgt 62 %. Nach dem Zusammenhang aus **Abb. 7-9** ergibt sich hierfür, dass durch Probelastungen ein verhältnismäßig großer Zuwachs des Zuverlässigkeitsindizes möglich ist.

Vor der Weiterführung der Betrachtungen zu einer Probelastung ist es jedoch zweckmäßig, die verhältnismäßig einfach bei diesem Tragwerkstyp zu ermittelnden Geometrie- und Baustoffeigenschaften durch vertiefte Bauteil- und angeschlossene Laboranalysen zu bestimmen. Die erwartungsgemäß große Bedeutung der mit diesen Eigenschaften verbundenen Parameter (z. B. Eigengewicht, Betondruckfestigkeit), die eine geringe Sensitivität in der Grenzzustandsbetrachtung aufweisen, kann durch Dominanzanalysen deutlich gemacht werden.

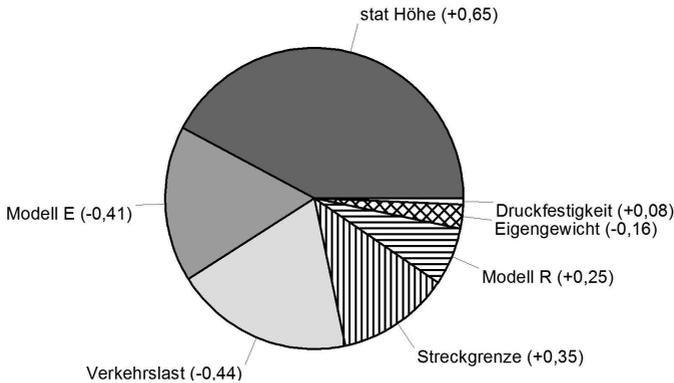


Abb. 9-4 Sensitivität nach Stufe 2 für $T = 50$ a und $p_k = 2,0$ kN/m²

In dem Beispiel wird die Bauteilgeometrie durch Vermessung (hier: beidseitiges Höhennivellement) und die Betondruckfestigkeit und -rohliche (hier: Bohrkernentnahme und Untersuchung) am Bauwerk bestimmt. Die charakteristische Betondruckfestigkeit wurde zu $f_{ck} = 20$ MN/m² ermittelt. Die Betonrohldichte beträgt 2350 kg/m³ und führt zu einer Wichte von 23,1 kN/m³. In **Tabelle 9-6** sind die Wichten der verwendeten Baustoffe und der eingebaute Bewehrungsgehalt zusammengestellt.

Unter pauschaler Berücksichtigung zusätzlicher Verteilerbewehrung bzw. Abstandhalter wird nachfolgend nach **Abb. 7-16** objektspezifisch eine Stahlbetonwichte von 23,5 kN/m³ angesetzt, was gegenüber der normativen, pauschalen Angabe von 25,0 kN/m³ einer Reduzierung des Eigengewichtes um 6 % entspricht.

Tabelle 9-6 Zusammenstellung der Baustoffwichten der verwendeten Baustoffe

	Baustoffwichte	Feststellungen
Beton	23,1 kN/m ³	Rohdichte (Baustoffanalysen): 2350 kg/m ³
Betonstahl	78,5 kN/m ³	Bewehrungsgehalt Stützbereich (aus Bauteiluntersuchungen): $78,5/100 \cdot (3,35+0,79+0,65+3,08) / 0,15 = \sim 40 \text{ kg/m}^3$ → entspricht Bewehrungsgrad von 0,5 %

9.1.4.2 Bewertung der Tragfähigkeit

Innerhalb der Zuverlässigkeitsanalysen in Stufe 3 werden die zuvor ausgeführten Untersuchungsergebnisse berücksichtigt (siehe **Tabelle 9-7**). Durch die Bauwerksuntersuchungen ändert sich die für die Modellunsicherheit zum Widerstand maßgebende Kombination nach Abschnitt 7.3. Da der definierte Mindestwert der Modellunsicherheit maßgebend wird, ändert sich gegenüber den Untersuchungen in Stufe 2 jedoch nicht der Parameterwert.

Tabelle 9-7 Zusammenstellung Parameter zur Biegetragfähigkeit (Stufe 3)

Parameter	Einheit		μ	V [%]
Betondruckfestigkeit	[MN/m ²]	logD	28	20
Modellunsicherheit Widerstand Kombination: M1-G1-Q1	[-]	logD	1,00	5
Biegemoment aus ständigen Lasten	[MNm/m]	ND	0,0089 ¹⁾	5
Biegemoment aus Verkehrslasten	[MNm/m]	GumD	gesucht	30
Dauerstandsbeiwert α	[-]	D	0,90	--

¹⁾ Beiwert Stützmoment: -2,09

In **Abb. 9-5** sind die Ergebnisse der probabilistischen Analyse zusammengestellt. Unter der Annahme einer Restnutzungsdauer von 50 Jahren kann eine charakteristische Verkehrsflächenlast von ca. 2,0 kN/m² (Vergleich mit Nennwert des Zuverlässigkeitsindizes nach Abschnitt 8.2.4) bzw. 3,2 kN/m² (Vergleich mit Mindestwert des Zuverlässigkeitsindizes) aufgenommen werden. Für eine Restnutzungsdauer von 20 Jahre ergeben sich ähnliche, charakteristische Lasten.

Da die Sensitivitätsanalyse gezeigt hat, dass die Streuungen des Widerstandes einen großen Einfluss auf den Zuverlässigkeitsindex aufweisen, ist nach einer erfolgreich durchgeführten Probelastung eine signifikante Verringerung der Ver-

sagenswahrscheinlichkeit nach Abschnitt 7.2 zu erwarten. Um diese Aussage zu quantifizieren, ist für eine charakteristische Verkehrslast von $3,5 \text{ kN/m}^2$ und eine Restnutzungsdauer von 50 Jahren der Zuverlässigkeitsindex in Abhängigkeit der Probelast ermittelt und die Ergebnisse in **Abb. 9-6** zusammengefasst worden.

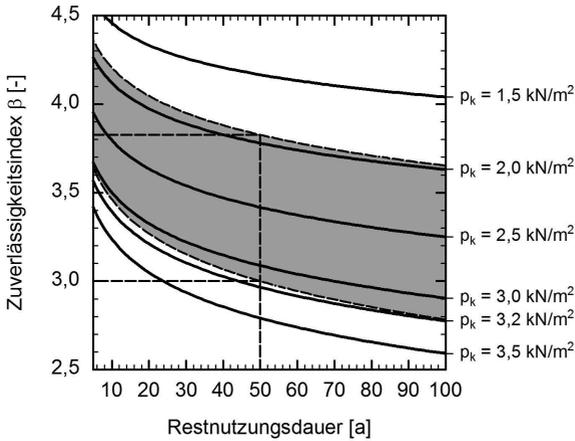


Abb. 9-5 Zuverlässigkeitsindex in Abhängigkeit der Flächenverkehrslast und der Restnutzungsdauer

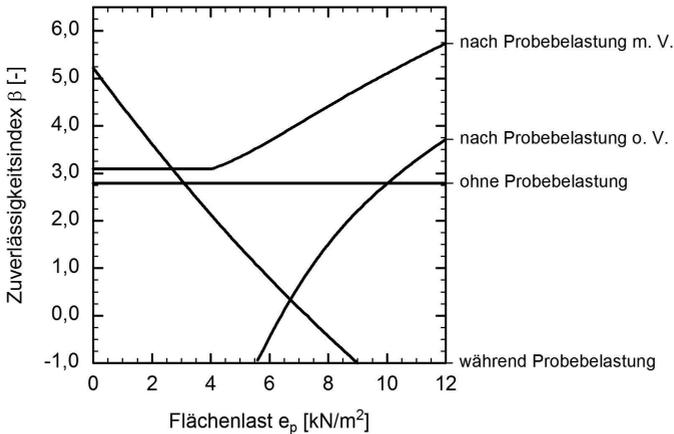


Abb. 9-6 Zuverlässigkeitsindex gegenüber einer charakt. Verkehrslast von $3,5 \text{ kN/m}^2$ in Abhängigkeit einer flächigen Probelast (mit / ohne Vorinformationen = m. V. / o. V.)

Aus den Ergebnissen nach **Abb. 9-6** kann abgeleitet werden, dass zur Absicherung einer innerhalb eines Zeitraums von 50 Jahren aufnehmbaren Verkehrsflächenlast von $3,5 \text{ kN/m}^2$ gegenüber einem Zuverlässigkeitsindex von 3,8 (Nennwert nach Abschnitt 8.2.4) eine flächig wirkende Probelast von ca. $6,4 \text{ kN/m}^2$ aufgebracht werden müsste. Während der Probelastung vermindert sich der Zuverlässigkeitsindex auf einen Wert von bis zu ca. 0,5, sofern keine selbstsichernden Vorrichtungen während der Probelastung vorgesehen werden. Die unterhalb einer Probelast von ca. 4 kN/m^2 auftretende Differenz im Zuverlässigkeitsindex vor und nach der Probelastung von ca. 0,3 lässt sich durch die Wirkung des Eigengewichtes als quasi Probelast in der Zuverlässigkeitsanalyse erklären. Durch diesen Effekt kann jedoch ohne weitere Maßnahmen bereits eine charakteristische Verkehrsflächenlast von $3,5 \text{ kN/m}^2$ (Vergleich mit Mindestwert des Zuverlässigkeitsindizes) aufgenommen werden.

Unter Berücksichtigung, dass während der Probelastung zur rechnerischen Einhaltung des Nennwertes des Zuverlässigkeitsindizes nach Abschnitt 8.2.4 eine um das vierfach größere Verkehrslast gegenüber den bisher vermutlich aufgetretenen Belastungsverhältnissen auf das Bauwerk einwirken würde und dass durch die Probelastung Mängel (hier: Biegerisse in größeren Bereichen des Deckentragwerkes) auftreten können, die das Gebrauchsverhalten (z. B. Verformungen) langfristig ungünstig beeinflussen, werden in diesem Beispiel keine weitergehenden Betrachtungen zu Probelastung angestellt.

9.1.4.3 Zusammenfassung Stufe 3

Gegenüber der Bewertung in der Stufe 1 und 2 konnten durch die Anwendung probabilistischer Analysen in Verbindung mit Bauteiluntersuchungen größere Tragfähigkeiten bestimmt werden. Obwohl gegenüber der Stufe 2 die Streuungen (z. B. Verminderung der Modellunsicherheiten) nicht unmittelbar durch die Bauwerksuntersuchungen vermindert werden konnten, sind durch den Informationsgewinn deutliche Zuwächse bei der Bewertung der Tragfähigkeit feststellbar.

Zusammenfassend gilt, dass das Bestandstragwerk auf Basis der vorliegenden Erkenntnisse als dauerhaft und bis zu einer Verkehrsflächenlast von $2,0 \text{ kN/m}^2$ bzw. $3,5 \text{ kN/m}^2$ als tragfähig eingestuft werden kann. Da Umlagerungen nicht vorgesehen sind, kann davon ausgegangen werden, dass die konstruktive Bewehrung ausreichend ist.

Die Tragfähigkeit der Feldquerschnitte ist von gleichen Randbedingungen wie bei dem Stützquerschnitt abhängig, weshalb hier die Tragfähigkeit der Feldquerschnitte als gegeben vorausgesetzt werden kann. Im Einzelfall sollten jedoch die

probabilistischen Analysen für den künftig vorgesehenen Lastansatz auf diese Bereiche ausgedehnt werden.

Unter der Voraussetzung, dass das Bauteil und alle dieses Bauteil beeinflussenden Bereiche des Bauwerks bestimmungsgemäß genutzt, keine wesentlichen Veränderungen an der Gebäudestruktur vorgenommen und Instandhaltungsmaßnahmen (sofern erforderlich) in einem für die Nutzung üblichen Umfang durchgeführt werden, kann nach Abschnitt 8.2.5 das Bauteil innerhalb der vorgesehenen Restnutzungsdauer von 50 Jahren in die Beurteilungsklassen nach **Tabelle 9-8** eingestuft werden. Die in diesem Beispiel nicht betrachtete Lastweiterleitung ist gesondert zu beurteilen.

Tabelle 9-8 Einstufung in Beurteilungsklassen (Restnutzungsdauer: 50 Jahre)

Nr.	T	G	D	Umfang	Bemerkung
1	0	0	0	100 % Bauteil	Tragfähigkeit nachgewiesen für eine Verkehrslast von 3,5 kN/m ² , jedoch Einschränkungen in der Gebrauchstauglichkeit möglich

9.1.5 Betrachtungen zur Anwendung des Bewertungskonzeptes

In Beispiel 1 wurde insbesondere die Module:

- Ableitung wesentlicher Eigenschaften aus der Kenntnis über den Herstellungszeitpunkt und die zu diesem Zeitpunkt gültigen Entwurfsnormen (siehe Abschnitt 6.5),
- Abschätzung des Zuverlässigkeitsindizes auf Basis des Auslastungsgrades nach Abschnitt 7.6,
- Differenzierte Betrachtung des Zielwertes des Zuverlässigkeitsindizes innerhalb Restnutzungsdauer nach Abschnitt 8.2.4,
- Modifikation veränderlichen Lasten in Abhängigkeit der geplanten Restlebensdauer nach Abschnitt 7.5,
- Durchführung von Belastungsversuchen und Integration der zusätzlichen Informationen nach Abschnitt 7.2 und
- Anwendung der Beurteilungsklassen nach Abschnitt 8.2.5

vorgestellt. Insgesamt wurden die Stufen 1 bis 3 des zuverlässigkeitsorientierten Bewertungskonzept für bestehende Bauwerke aus Stahlbeton und Spannbeton zielgerichtet auf das Beispiel angewendet.

Aus dem Beispiel wird deutlich, dass mit der konsequenten Anwendung des zuverlässigkeitsorientierten Bewertungskonzeptes verhältnismäßig große Tragreserven erschlossen werden können.

9.2 Beispiel 2: Stahlbetonstütze

9.2.1 Ausgangssituation

Die nachfolgend betrachtete Stahlbetonstütze (Baujahr 1972) ist Bestandteil eines Hallenrahmens, auf der neben den Dachlasten auch Kranbahnlasten abgesetzt werden (siehe **Abb. 9-7**). Die Ausgangswerte sowie die Querschnittsspannungen für die Ermüdungsnachweise bzw. erforderliche Bewehrungsgehalte für die Biegebemessung wurden [DBV 1972] entnommen.

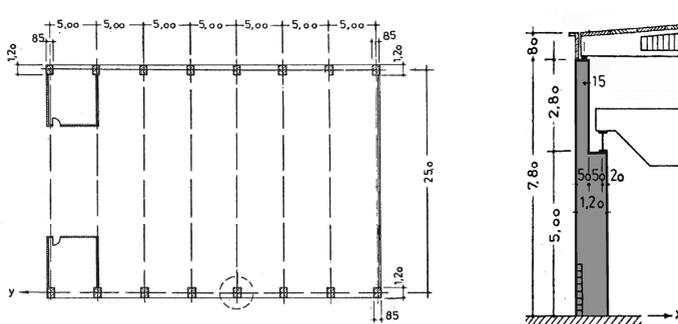


Abb. 9-7 Produktionshalle (links) und Stahlbetonstütze mit aufgelagerter Kranbahn (rechts) aus [DBV 1972]

Es wird abweichend von [DBV 1972] angenommen, dass im Anschnitt (Querschnitt $b/h = 85/120$ cm und Bewehrung nach **Abb. 9-8**) der Stütze zum Hallenboden ein Bewehrungsquerschnittsabtrag infolge von Bewehrungskorrosion aufgetreten ist. Mit der Bewertung soll die Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit der Konstruktion überprüft werden (Bewertung im Jahr 2012).

Die im Weiteren unterstellten Randbedingungen (z. B. hinsichtlich der Durchführung von Ortsbegehungen bzw. der Befunde am Bauwerk) wurden exemplarisch im Rahmen dieses Beispiels angenommen.

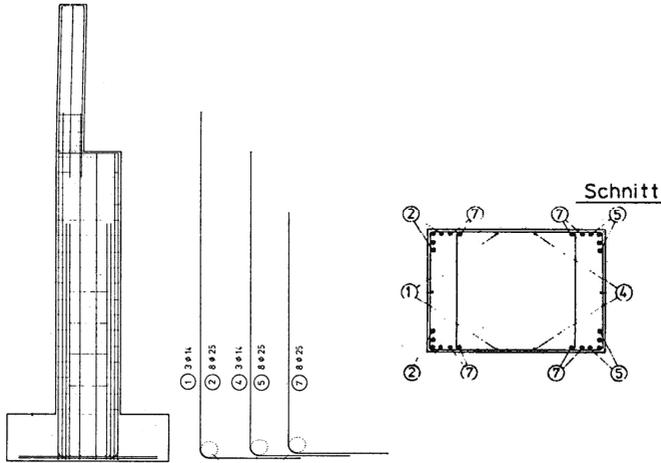


Abb. 9-8 Bewehrungsskizze der Stahlbetonstütze im Anschnitt aus [DBV 1972]

9.2.2 Bewertung Stufe 1

9.2.2.1 Vorgehensweise

In der Stufe 1 des Bewertungskonzeptes wurde eine Ortsbegehung mit handnaher Prüfung durchgeführt und die Bestandsunterlagen ausgewertet (siehe [DBV 1972]). Es wurde vor Ort Bewehrungskorrosion am Stützenfuß festgestellt.

In **Tabelle 9-9** und **Tabelle 9-10** sind die wesentlichen Angaben aus den Bestandsunterlagen zusammengestellt. In **Tabelle 9-11** ist die vorhandene Längsbewehrung entsprechend den Bestandsunterlagen und die örtlichen Befunde zum Korrosionsabtrag angegeben.

Tabelle 9-9 Auswertung der Bestandsunterlagen

Eigenschaft	Annahme	Grundlage für Annahme
Normen	DIN 1045:1972-01	Bestandsunterlagen
Betongüte	Bn250	Bestandsunterlagen
Betonstahlgüte	BSt 42/50 RK	Bestandsunterlagen
Betonüberdeckung	2,0 cm	Bestandsunterlagen

Tabelle 9-10 charakteristische Rechenwerte Baustoffe

Güte	Eigenschaft	
Bn250	Beton, Druckfestigkeit	$f_{ck} = 20 \text{ MN/m}^2$
BSt 42/50 RK	Betonstahl, Streckgrenze	$f_{yk} = 340 \text{ MN/m}^2$

Tabelle 9-11 Längsbewehrung im Anschnitt

vorh. Bewehrung	Bew.-gehalt	aufgetr. Verminderung	eff. Bew.-gehalt
24 Ø 25	117,9 cm ²	ca. 15 % ¹⁾	100,0 cm ²

¹⁾ Querschnittsreduktion entspricht nach **Abb. 5-15** einem Restdurchmesser von ca. 90 %

9.2.2.2 Bewertung der Tragfähigkeit

Die Tragfähigkeit der Stütze wird einerseits durch den Biege-Normalkraft-Widerstand und andererseits durch den Ermüdungswiderstand bestimmt.

In **Tabelle 9-12** sind die Ergebnisse der Bemessung gegenüber Drucknormalkraft und mehraxialer Biegung nach [DBV 1972] zusammengestellt. Unter Ansatz des am Bauwerk festgestellten Korrosionsabtrages ergibt sich eine Überschreitung des zulässigen Auslastungsgrades von 6 %. Die örtlichen Betonabplatzungen an den Ecken der Stütze sind bei diesen und den folgenden Betrachtungen vernachlässigt.

Tabelle 9-12 Biegedruckbewehrung aus [DBV 1972]

	erforderlich	eingebaut	vorhanden aktuell
Längsbewehrung	106 cm ²	118 cm ²	100 cm ²
Auslastungsgrad	100 %	90 %	106 %

Die in [DBV 1972] ermittelte Spannungsschwingbreite ist in **Tabelle 9-13** der zulässigen Schwingbreite gegenübergestellt. Der Auslastungsgrad beträgt demnach 84 %. Zu berücksichtigen ist, dass die Spannungsschwingbreite in [DBV 1972] mit einem grafischen Näherungsverfahren abgeschätzt wurde.

Tabelle 9-13 Spannungsschwingbreiten aus [DBV 1972]

vorhanden Schwingbreite	zulässige Schwingbreite	Auslastungsgrad
45 + 107 = 152 MN/m ²	180 MN/m ²	84 %

Der Korrosionsabtrag führt zu einer Verminderung der Ermüdungsfestigkeit, die in Stufe 1 zumindest näherungsweise erfasst werden kann. Hierfür wurden eigene Spannungsschwingbreitenberechnungen in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades aufbauend auf den ermüdungsrelevanten Einwirkungen nach **Tabelle 9-14** aus [DBV 1972] mit dem Programm [INCA2 2011] angestellt. Die Ergebnisse sind in **Abb. 9-9** dargestellt.

Tabelle 9-14 ermüdungsrelevanten Einwirkungen nach [DBV 1972]

Schnittgrößenkombination	Normalkraft	Biegemoment M_y	Biegemoment M_z
minimale Spannungen	-1.737 kN	+802 kNm	+700 kNm
maximale Spannungen	-1.737 kN	+92 kNm	-700 kNm

Gegenüber den Schwingbreiten aus [DBV 1972] (siehe **Tabelle 9-13**), ermittelt mit einem Näherungsverfahren, ergeben sich ohne Ansatz eines Korrosionsabtrages in den eigenen Berechnungen mit ca. 170 MN/m² um 10 % größere Spannungsschwingbreiten (siehe **Abb. 9-9**), die jedoch auch kleiner als die zulässige Schwingbreite nach **Tabelle 9-13** sind.

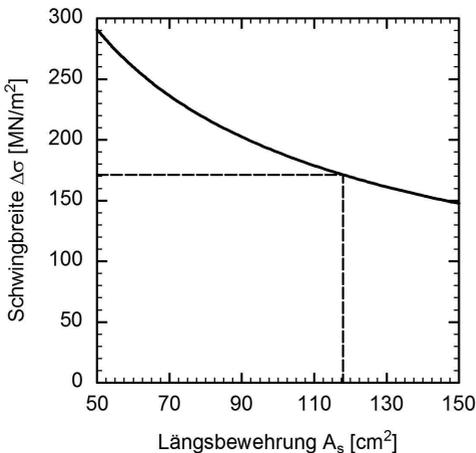


Abb. 9-9 Abhängigkeit der Spannungsschwingbreite von der Längsbewehrung

Unter Berücksichtigung des festgestellten Korrosionsabtrags von ca. 15 % ergeben sich Spannungsschwingbreiten von ca. 190 MN/m², die größer sind, als die zulässige Spannungsschwingbreite von 180 MN/m². Zusätzlich ist zu erwarten, dass die Korrosion zu einer Verminderung der Ermüdungsfestigkeit führt. Unter Berücksichtigung

sichtigung des aktuellen Bauwerkszustandes kann der Nachweis einer ausreichenden Ermüdungssicherheit in der Stufe 1 folglich nicht geführt werden.

9.2.2.3 Bewertung der Dauerhaftigkeit

In **Tabelle 9-15** sind nach dem deskriptiven Bemessungskonzept (siehe Abschnitt 5.2.1) die Expositionsclassen einschließlich der erforderlichen Betongüten bzw. Betonüberdeckung den vorhandenen Gegebenheiten gegenübergestellt. Es wird angenommen, dass die Stütze im Halleninnenbereich steht, jedoch der Stützenanschnitt durch den Produktionsprozess in der Industriehalle regelmäßig feuchtebeaufschlagt wird. Das Bauteil wird daher der Expositionsklasse XC4 zugeordnet.

Tabelle 9-15 Bewertung der Dauerhaftigkeit in Stufe 1

	Bestand	Anforderung	Bewertung
Expositionsklasse	--	XC4	--
Betongüte	C20/25	C25/30	Kriterium nicht eingehalten
Betondeckung (Bügelbewehrung)	ca. 20 mm	25 + 15 = 40 mm	Kriterium nicht eingehalten

Der Vergleich zeigt, dass die Kriterien gem. Expositionsklasse nicht eingehalten werden. Einschränkungen der Dauerhaftigkeit sind an der Stütze bereits in Form von Bewehrungskorrosion aufgetreten.

9.2.2.4 Zusammenfassung Stufe 1

Gemäß den vorausgegangenen Betrachtungen ist unter Berücksichtigung des am Bauwerk festgestellten Korrosionsabtrages die Tragfähigkeit nicht mehr nachweisbar. Die Dauerhaftigkeit ist darüber hinaus konstruktionsbedingt nicht gegeben.

9.2.3 Bewertung Stufe 2

9.2.3.1 Vorgehensweise

In Stufe 2 des Bewertungskonzeptes sind keine zusätzlichen Untersuchungen am Bauwerk vorgesehen. Durchgeführt wird eine probabilistische Analyse auf Basis der Angaben in Stufe 1.

9.2.3.2 Bewertung der Tragfähigkeit

Die Tragfähigkeit der ungeschädigten Konstruktion kann vereinfachend auf Basis der erforderlichen bzw. vorhandenen Bewehrung unter Einbeziehung eines widerstandsbezogenen Modellparameters X mit

$$p_f = p \left\{ A_s - X \cdot \theta_R \cdot \theta_E \cdot \frac{A_{s,erf}}{\gamma_{ges}} < 0 \right\} \quad (9.3)$$

ermittelt werden. Diese Vorgehensweise bietet den Vorteil, dass das zu Grunde liegende Widerstandsmodell probabilistisch nicht ausgewertet werden muss. Der globale Sicherheitsbeiwert überführt den Bemessungswert der erforderlichen Betonstahlbewehrung aus [DBV 1972] in einen „charakteristischen“ Wert. Der globale Sicherheitsbeiwert wird hier mit einem Wert von 1,75 für Biegeversagen angesetzt, da die Tragfähigkeit im Wesentlichen durch die mehraxialen Biegemomente bestimmt wird. Die Modellunsicherheiten werden unmittelbar nach den im Rahmen des Bewertungskonzeptes definierten Kategorien berücksichtigt.

Die Variable X wird als normalverteilt und in einer Größe angenommen, so dass unter Berücksichtigung der ansonsten als konstant angenommenen Bewehrungsgelände gerade ein Zuverlässigkeitsindex von 3,8 vorliegt. Diese Vorgehensweise setzt gemäß dem Vertrauensprinzip voraus, dass die ursprüngliche Bemessung mindestens das normativ geforderte Zuverlässigkeitsniveau sicherstellt.

In **Tabelle 9-16** sind die Eingangswerte für die probabilistische Analyse (hier: Voruntersuchungen) und in **Abb. 9-10** sind die Ergebnisse der probabilistischen Parameterstudie für den Variationskoeffizienten des Parameters X zusammengestellt.

Aus den Ergebnissen der Parameterstudie nach **Abb. 9-10** folgt, dass der normativ angestrebte Zuverlässigkeitsindex von 3,8 sich rechnerisch bei einem Variationskoeffizienten von 0,16 ergibt. Dieser Wert wird in den nachfolgenden Berechnungen berücksichtigt. Aufbauend auf der zuvor zusammengestellten Parameterkombination kann angenommen werden, dass eine Gleichwertigkeit zwischen der ursprünglichen Bemessung und der Zuverlässigkeitsanalyse vorliegt.

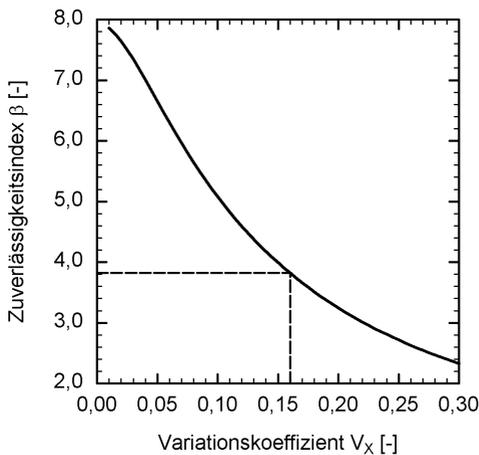
In **Tabelle 9-17** sind als Ergänzung zu **Tabelle 9-16** die Parameter für die eigentliche Bewertung und in **Abb. 9-11** die daraus resultierenden Ergebnisse dokumentiert. Die Zuverlässigkeitsanalyse wird mit

$$p_f = p \left\{ \Psi_A \cdot A_s - X \cdot \theta_R \cdot \theta_E \cdot \frac{A_{s,erf}}{\gamma_{ges}} < 0 \right\} \quad (9.4)$$

in einer gegenüber Gl. (9.3) modifizierten Form geführt. Betrachtet wurde die Abhängigkeit des Zuverlässigkeitsindizes von der noch verbliebenen Restquerschnittsfläche, ausgehend von der statisch ursprünglich erforderlichen bzw. eingebauten Längsbewehrung nach **Tabelle 9-12**.

Tabelle 9-16 Zusammenstellung Parameter zu den Voruntersuchungen zur Biegetragfähigkeit (Stufe 2)

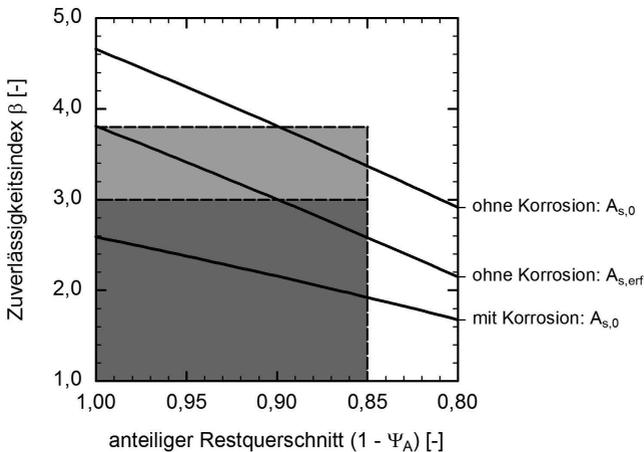
Parameter	Einheit		μ	V [%]
Bewehrung nach [DBV 1972]	[cm ²]	D	106	--
Modellunsicherheit Widerstand, Kombination: M1-G2-Q2	[-]	logD	1,00	5
Modellunsicherheit Einwirkung	[-]	ND	1,00	5
Parameter X	[-]	ND	1,00	Abb. 9-10

**Abb. 9-10** Ergebnisse der Zuverlässigkeitsanalyse zur Bestimmung des Variationskoeffizienten des Parameters X

Aus **Abb. 9-11** folgt, dass bei einer Querschnittsreduktion von 15 % der Zielwert des Zuverlässigkeitsindizes von 3,8 bzw. 3,0 nach Abschnitt 8.2.4 unter Ansatz der statisch erforderlichen Bewehrung unterschritten wird. Wird demgegenüber der wirklich eingebaute Längsbewehrungsgrad berücksichtigt, ergibt sich ein Zuverlässigkeitsindex von ca. 3,4.

Tabelle 9-17 Zusammenstellung Parameter zur Biegetragfähigkeit (Stufe 2)

Parameter	Einheit	μ		V [%]
erforderliche Bewehrung nach [DBV 1972]	[cm ²]	D	106	--
vorhandene Bewehrung	[cm ²]	D	117	--
bezogene Querschnittsreduktion	[%]	ND	85	10
Modellunsicherheit Widerstand ohne vertiefter Bauwerksinspektion Kombination: M1-G2-Q3	[-]	logD	1,00	20
Modellunsicherheit Einwirkung	[-]	ND	1,00	5
Parameter X	[-]	ND	1,00	16

**Abb. 9-11** Zuverlässigkeitsindex (Nachweis mehraxiale Biegung mit Normalkraft Stufe 2) in Abhängigkeit des effektiv vorhandenen Bewehrungsgrades

In dieser Analyse wurde jedoch noch nicht die Modellunsicherheit auf den in Stufe 2 vorhandenen Kenntnisstand angepasst (vergleiche **Tabelle 9-16** und **Tabelle 9-17**). Einerseits liegen Kenntnisse über die aufgetretene Querschnittsverminderung vor. Andererseits wurde die Größe der Querschnittsverminderung noch nicht detailliert am Bauwerk ermittelt.

In der Parameterstudie unter Berücksichtigung der modifizierten Modellunsicherheit reduziert sich der Zuverlässigkeitsindex in Abhängigkeit deutlich. Bei der aufgetretenen Querschnittsverminderung beträgt der Zuverlässigkeitsindex lediglich ca.

2.0. Eine ausreichende Tragfähigkeit gegenüber der mehraxialen Biegung mit Drucknormalkraft ist somit in Stufe 2 nicht nachweisbar.

Der Ermüdungsnachweis für eine korrosionsgeschädigte Konstruktion erfordert genaue Kenntnisse von der bereits erfolgten Querschnittsverminderung. Eine Zuverlässigkeitsanalyse ist daher nur in Stufe 3 nach vorausgehender Schadensaufnahme zielführend.

9.2.3.3 Bewertung der Dauerhaftigkeit

Aus Stufe 1 ist bereits bekannt, dass eine Korrosionsschädigung am Stützenanschnitt vorliegt und die Dauerhaftigkeit folglich lokal nicht mehr gegeben ist. Zur genauen Identifikation der Schadensursache aber auch zur Auswahl geeigneter Instandsetzungsverfahren (siehe eigene Auswertungen in [DAfStb 2011]) ist es zweckmäßig, eine Bewertung der Dauerhaftigkeit hinsichtlich der carbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion nach Abschnitt 5.3 durchzuführen.

In **Tabelle 9-18** sind die Eingangsparameter für carbonatisierungsinduzierte Bewehrungskorrosion an der außen liegenden Bügelbewehrung zusammengestellt, die sich aus den Angaben in den Bestandsunterlagen mittels dem Anhang C und E herleiten lassen. Die Angaben zu dem inversen Carbonatisierungswiderstand sind Annahmen auf Basis vergleichbarer Betone. Die Ergebnisse der Zuverlässigkeitsanalyse sind in **Abb. 9-12** dargestellt. Die darin abgebildeten Ergebnisse des Bayes'schen Updates werden erst in Stufe 3 behandelt.

Tabelle 9-18 Eingangsparameter für carbonatisierungsinduzierte Bewehrungskorrosion

Beschreibung	Einheit		μ	σ	a	b
Betonüberdeckung	[mm]	BetaD	20	10	0	100
Inverser Carbonatisierungswiderstand des trockenen Betons	[mm ² /a /kg/m ³]	ND	2300	1150	--	--
Nachbehandlungsdauer	[d]	D	4	--	--	--
relative Luftfeuchte in der Randschicht	[%]	BetaD	65	10	0	100
CO ₂ -Konzentration Umgebungsluft	[g/m ³]	ND	0,616	0,10	--	--

Aus der Auswertung wird deutlich, dass insbesondere aufgrund der verhältnismäßig geringen Betonüberdeckung die Betonrandzone zum Bewertungszeitpunkt bis zur Tiefenlage der Bewehrung mit einer Wahrscheinlichkeit von ca. 33 % (entspricht einem Zuverlässigkeitsindex von 0,5) carbonatisiert ist. Die an der Stütze festgestellte Bewehrungskorrosion lässt sich folglich dadurch erklären, dass die

Bewehrung in der Stütze mehrfach, bereichsweise passiviert ist, jedoch auf Grund örtlicher Wasserbeaufschlagung im Anschnitt ggf. auch in Verbindung mit Ausführungsmängeln bei den Schalarbeiten für die Stütze nur dort Bewehrungskorrosion stattgefunden hat.

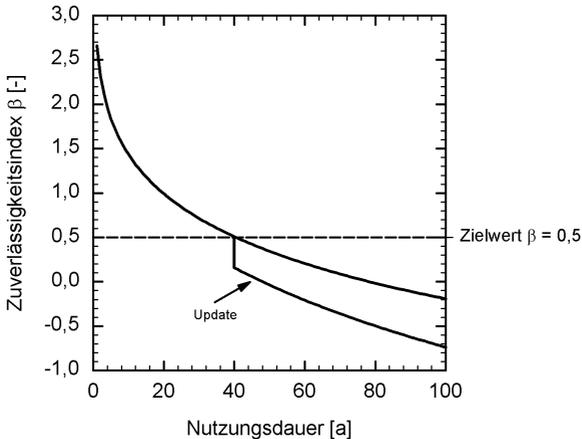


Abb. 9-12 Zuverlässigkeitsindex (carbonatisierungsinduzierte Bewehrungskorrosion) in Abhängigkeit der Nutzungsdauer

9.2.3.4 Zusammenfassung Stufe 2

Zusammenfassend folgt, dass eine ausreichende Tragfähigkeit gegenüber der mehraxialen Biegung mit Drucknormalkraft in Stufe 2 nicht nachweisbar ist. Die Dauerhaftigkeit ist darüber hinaus nicht mehr gegeben.

9.2.4 Bewertung Stufe 3

9.2.4.1 Vorgehensweise

In Stufe 3 des Bewertungskonzeptes werden gegenüber Stufe 2 zusätzliche Informationen durch Untersuchungen am Bauwerk einschließlich einer detaillierten Schadensanalyse erhoben.

9.2.4.2 Bewertung der Tragfähigkeit

Wird eine vertiefte Bauwerksinspektion durchgeführt und der zuvor näherungsweise bestimmte Querschnittsabtrag bestätigt, ergibt sich eine Änderung in der Zuverlässigkeitsbewertung durch die Modifikation der Modellunsicherheit des Wider-

standes (hier: Verminderung des Variationskoeffizienten von 20 % auf 5 %, siehe **Tabelle 9-19**).

Tabelle 9-19 Zusammenstellung ergänzender Parameter zur Biegetragfähigkeit (Stufe 3)

Parameter	Einheit	μ	V [%]	
Modellunsicherheit Widerstand mit vertiefter Bauwerksinspektion Kombination: M1-G2-Q2	[-]	logD	1,00	5

Die Ergebnisse der Zuverlässigkeitsanalyse entsprechen den Ergebnissen der Parameterstudie nach **Abb. 9-11** für den Fall ohne Korrosion, da die Modellunsicherheit sowie alle weiteren Parameter in beiden Fällen gleich sind. Der Zuverlässigkeitsindex liegt demnach zwischen 3,0 und 3,8.

Der Ermüdungsnachweis wurde aufbauend auf Gl. (4.31) geführt, wobei die Parameter in Anlehnung an [Hosser 2006] festgelegt wurden. Der Grundparameter der Betonstahlgüte BSt 420 kann für den ungeschädigten Bewehrungsstahl mit

$$c_m = \lg(1 \cdot 10^6) + 5 \cdot \lg(180) = 17,28 \quad (9.5)$$

bzw. für den korrosionsgeschädigten Bewehrungsstahl mit

$$c_m = \lg(1 \cdot 10^6) + \frac{5 \cdot \lg(180)}{1,35} = 16,62 \quad (9.6)$$

ermittelt werden. In **Tabelle 9-20** sind die verwendeten Parameter zusammengestellt. Bei den Spannungen wurde nach [DIN 1055-10] ein Lastkollektivfaktor von 0,25 (entspricht Klasse S1 nach [DIN 1055-10]) zur Ermittlung einer schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite (siehe **Abb. 9-9**) berücksichtigt.

Die Ergebnisse der probabilistischen Analysen für den Ermüdungsnachweis in Stufe 3 sind in **Abb. 9-13** dargestellt. Deutlich erkennbar ist an Hand der Ergebnisse für die ungeschädigte Konstruktion, dass durch die gegenüber Stufe 1 deutlich differenzierte Berechnung Tragfähigkeitsreserven ermittelt werden können. Unter Berücksichtigung der infolge der Querschnittsverminderung auftretenden Erhöhung der Spannungsschwingbreite und der Reduktion der Ermüdungsfestigkeit infolge von Korrosion unterschreitet der Zuverlässigkeitsindex nach ca. 70 Jahren den oberen Grenzwert des Zuverlässigkeitsindizes nach Abschnitt 8.2.4 von 3,8. Zu beachten ist, dass sich diese Angabe nicht auf die Restnutzungsdauer sondern auf die Gesamtlebenszeit bezieht, von der bereits in diesem Beispiel 40 Jahre vergangen

sind. Somit ergibt sich eine Restnutzungsdauer von 30 Jahren, sofern der Maximalwert nach **Abb. 8-6** zu Grunde gelegt wird.

Tabelle 9-20 Zusammenstellung Parameter zur Ermüdungstragfähigkeit (Stufe 2)

Parameter	Einheit	μ	V [%]	
zulässiger Schädigungsgrad	[-]	logD	1	65
Anzahl Lastspielzahl je Jahr	[-]	D	40000	--
Spannungsexponent	[-]	D	5	--
Konstante Wöhlerlinie ohne Korrosion	[-]	D	17,28	--
Konstante Wöhlerlinie mit Korrosion	[-]	D	16,62	--
Reduktionsfaktor für Korrosion	[-]	D	1,35	--
Streuung der Wöhlerlinie	[-]	ND	0	0,47

Der untere Grenzwert liegt nach Abschnitt 8.2.4 bei einem Zuverlässigkeitsindex von 1,5. Dieser Mindestwert wird innerhalb des Untersuchungszeitraumes von 100 Jahren (entspricht Restnutzungsdauer von 50 Jahren) nicht unterschritten. Aus den Analysen folgt, dass die Konstruktion gegenüber Ermüdung eine ausreichende Festigkeit aufweist.

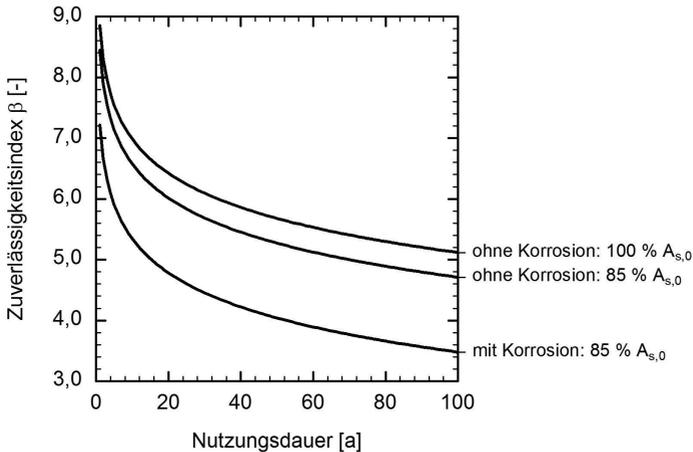


Abb. 9-13 Zuverlässigkeitsindex (Ermüdungsnachweis Stufe 3) in Abhängigkeit der Nutzungsdauer und des Korrosionsabtrages

9.2.4.3 Bewertung der Dauerhaftigkeit

Wird an frischen Betonbruchflächen die Carbonatisierungstiefe bestimmt, so kann das Messergebnis nach Abschnitt 7.2 als Bayes'sches Update in die Zuverlässigkeitsanalyse zur carbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion berücksichtigt werden. Die zum Beispiel 2 angenommenen Messergebnisse sind in **Tabelle 9-21** zusammengestellt.

Die Ergebnisse der Zuverlässigkeitsanalyse sind bereits in **Abb. 9-12** abgebildet. Unter Berücksichtigung der am Bauwerk ermittelten Carbonatisierungstiefe steigt die Wahrscheinlichkeit für Carbonatisierung auf über 50 % (entspricht einem Zuverlässigkeitsindex von 0,0), was die bereits in Stufe 2 angestellte Vermutung hinsichtlich der lokalen Korrosionsursache verstärkt.

Tabelle 9-21 Eingangparameter für carbonatisierungsinduzierte Bewehrungskorrosion (Bayes'sches Update)

Beschreibung	Einheit	μ	σ	a	b
Carbonatisierungstiefe $x_{c,insp}$	[mm]	logN	18	--	--
Zeitpunkt der Inspektion t_{insp}	[a]	D	40	--	--

9.2.4.4 Zusammenfassung Stufe 3

Zusammenfassend folgt, dass gegenüber Stufe 2 eine ausreichende Tragfähigkeit gegenüber der mehraxialen Biegung mit Drucknormalkraft in Stufe 3 nachweisbar ist, sofern der am Bauteil entstandene Schaden detailliert ermittelt wird. Die Dauerhaftigkeit ist nicht mehr gegeben.

Unter der Voraussetzung, dass die Stütze zur Vermeidung eines Schädigungsfortschrittes instandgesetzt wird (z. B. mit lokalem Betonerersatz entsprechend den Betrachtungen zur Auswahl geeigneter Instandsetzungsmaßnahmen in Abhängigkeit der Schädigungsintensität in [DAfStb 2011]), kann nach Abschnitt 8.2.5 das Bauteil innerhalb der vorgesehenen Restnutzungsdauer von mindestens 30 Jahren in die Beurteilungsklassen nach **Tabelle 9-22** eingestuft werden. Für die Eingrenzung der Restnutzungsdauer wurde hier ein Zuverlässigkeitsindex von 3,8 gegenüber den Ermüdungsnachweisen zu Grunde gelegt. Die Gebrauchstauglichkeit wurde hier nicht behandelt.

Eine Verstärkung der Längsbewehrung ist nicht erforderlich. Die Notwendigkeit hinsichtlich des Teilersatzes der Bügelbewehrung durch Verstärkungsmaßnahmen ist örtlich zu prüfen. Hierauf wird jedoch in diesem Beispiel nicht eingegangen.

Tabelle 9-22 Einstufung in Beurteilungsklassen (Restnutzungsdauer: 50 Jahre)

Nr.	T	G	D	Umfang	Bemerkung
1	0	--	--	100 % Bauteil	Tragfähigkeit (einschl. Ermüdung) nachgewiesen
2	--	--	3	> 50 % freilieg. Flächen	Carbonatisierungstiefe > Betondeckung
3	--	--	2	< 50 % freilieg. Flächen	Carbonatisierungstiefe > 2/3 Betondeckung
0	--	3			Zusammenfassung (Maximalwerte)

9.2.5 Betrachtungen zur Anwendung des Bewertungskonzeptes

In Beispiel 2 wurden insbesondere die Module:

- Ansatz der Modellunsicherheiten nach Abschnitt 7.3,
- Dauerhaftigkeitsprognose nach Abschnitt 5.3,
- Integration von Vorinformationen (hier: Bauwerksinspek.) nach Abschnitt 7.2,
- Modifikation von normativen Nachweisen zur Anwendung in prob. Analysen (hier: insbesondere Ermüdungsnachweise) nach Abschnitt 4.3 und
- Anwendung der Beurteilungsklassen nach Abschnitt 8.2.5

vorgestellt. Insgesamt wurden die Stufen 1 bis 3 des zuverlässigkeitsorientierten Bewertungskonzept für bestehende Bauwerke aus Stahlbeton und Spannbeton zielgerichtet auf das Beispiel angewendet.

Aus dem Beispiel wird deutlich, dass mit der konsequenten Anwendung des zuverlässigkeitsorientierten Bewertungskonzeptes die Tragfähigkeit bestehender Bauwerke auch unter Berücksichtigung großer Vorschädigungen vertiefend beurteilt werden kann.

9.3 Beispiel 3: Zweistegige Plattenbalkenbrücke

9.3.1 Ausgangssituation

Beispiel 3 behandelt eine zweistegige Plattenbalkenbrücke nach [Kordina 1969] im Zuge einer Bundesstraße, die unter einem Winkel von 100 gon eine Autobahn überquert. Es wird angenommen, dass das Bauwerk im Jahr 1967 errichtet wurde.

Der Überbau hat eine Breite zwischen den Geländern von 15,00 m bzw. eine Fahrbahnbreite von 12 m und eine Gesamtstützweite von 40 m (siehe **Abb. 9-14**). In Brückenachse betragen die Einzelstützweiten jeweils 25 m. Das Bauwerk ist im Grundriss nicht gekrümmt ($R > 1500$ m) und nicht aufgeweitet.

Die geplante Restnutzungsdauer wird bauseitig nicht eingeschränkt. Somit ergibt sich aus den normativen Randbedingungen eine geplante Restnutzungsdauer von 50 Jahren.

Die im Weiteren unterstellten Randbedingungen (z. B. hinsichtlich der Durchführung von Ortsbegehungen bzw. der Befunde am Bauwerk) wurden exemplarisch im Rahmen dieses Beispiels angenommen.

9.3.2 Bewertung Stufe 1

9.3.2.1 Vorgehensweise

In der Stufe 1 des Bewertungskonzeptes wurde eine Ortsbegehung durchgeführt und die Bestandsunterlagen ausgewertet. Bei der Ortsbegehung wurden insbesondere die Oberflächen des Bauteils einer handnahen Prüfung unterzogen und die Geometrie des Bauteils vor Ort stichprobenhaft kontrolliert.

In **Tabelle 9-23** und **Tabelle 9-24** sind die wesentlichen Angaben aus den Bestandsunterlagen zusammengestellt. Angaben zu der internen, beschränkten Vorspannung sind ergänzend in **Tabelle 9-25** zusammengefasst.

Tabelle 9-23 Auswertung der Bestandsunterlagen

Eigenschaft	Annahme	Grundlage für Annahme
Normen	DIN 4227:1960-05	Bestandsunterlagen
Betongüte	Bn 450	Bestandsunterlagen
Betonstahlgüte	BSt III	Bestandsunterlagen
Spannstahlgüte	St 145/160	Bestandsunterlagen
Betonüberdeckung	2,0 cm (Unterseite)	Bestandsunterlagen

Tabelle 9-24 charakteristische Rechenwerte Baustoffe

Güte	Eigenschaft	
Bn 450	Beton, Druckfestigkeit	$f_{ck} = 33 \text{ MN/m}^2$
BSt III	Betonstahl, Streckgrenze	$f_{yk} = 420 \text{ MN/m}^2$

Tabelle 9-25 Spannverfahren

Spannverfahren	KA 127/36
Anzahl Spanndrähte je Spannglied	36 Stück
Querschnittsfläche je Spanndraht	40 mm ²
Querschnittsfläche insgesamt je Spannglied	1440 mm ²
Hüllrohrdurchmesser innen	65,0 mm
Hüllrohrquerschnittsfläche innen	3318 mm ²
Verhältnis von Spannstahlquerschnitt zu Hüllrohrquerschnitt	43 %

9.3.2.2 Bewertung der Tragfähigkeit

Eine Tragfähigkeitsbemessung wird hier nicht durchgeführt. Die Beurteilung, ob eine Hochstufung des Brückenbauwerkes möglich ist, erfolgt mit gesonderten Hilfsmitteln in Stufe 2.

In Stufe 1 können jedoch bereits mögliche Defizite gegenüber heutigen Entwurfsnormen auch ohne Kenntnis der Bestandsunterlagen auf Basis des Herstellungszeitpunktes und der angewendeten Entwurfsnormen zusammengestellt werden. Zu den möglichen Defiziten gehören nach Abschnitt 6 und Anhang H:

- Nachweis der Schubbewehrung erfolgte für Zustand I durch einen Hauptzugspannungsnachweis. Die Vorgehensweise widerspricht aktuellen Tragmodellen bzw. rechnerischen Ansätzen (siehe auch Abschnitt 6.2.3).
- Die konstruktive Durchbildung (z. B. Bügelformen) entspricht nicht aktuellen Anforderungen.
- Eine planmäßige Begrenzung der Rissbreiten wurde nicht vorgenommen, was zu Einschränkungen in der Dauerhaftigkeit und ggf. auch der Tragfähigkeit führen kann.
- Die Betonüberdeckung ist gegenüber heutigen Vorgaben verhältnismäßig gering gewählt, woraus sich innerhalb der für Brücken typischen Nutzungsdauer von ca. 70 bis 100 Jahren eine erhöhte Wahrscheinlichkeit für Korrosion ergibt.

Diese Defizite müssen nicht zwangsläufig an dem Brückenüberbau vorhanden sein, sollten jedoch bei der Durchsicht und abschließenden Bewertung besonders geprüft werden. Nach der Durchsicht der Bestandsunterlagen (siehe [Kordina 1969]) kann festgestellt werden, dass die vermuteten Defizite bei dem Beispiel vorliegen.

Eine weitere Besonderheit ergibt sich bei diesem Beispiel hinsichtlich des verwendeten Spannstahltyps (siehe **Tabelle 9-25**). Die bei dem Spannverfahren

KA 127/36 verwendete Spannstahlgüte gilt gegenüber Spannungsrissskorrosion als gefährdet (siehe auch **Tabelle 6-1**), wengleich ab 1965 eine verbesserte Sorte des vergüteten Spannstahls eingesetzt wurde. Prinzipiell ist bei dem Baujahr 1967 jedoch nicht auszuschließen, dass aufgrund eventuell gelagerter, später verbauter Spannstähle die zum Errichtungszeitpunkt nicht mehr zugelassenen und als stark gefährdet geltenden Spannstahlgüten eingebaut wurden (siehe Abschnitt 6.2.1).

In jedem Fall sollte das Ankündigungsverhalten des Brückenüberbaus gegenüber Spannungsrissskorrosion rechnerisch beurteilt werden. Hierauf wurde in diesem Beispiel verzichtet. Um die Möglichkeiten der probabilistischen Analyse im Rahmen dieser Beurteilung aufzuzeigen, wurden in Stufe 1 die probabilistischen Ansätze nach [EBA 2009], siehe Abschnitt 5.3.6.2, ausgewertet.

Die Ergebnisse für Ausfallszenario 1 nach Abschnitt 5.3.6.2 sind in **Abb. 9-16** dargestellt. Mit dem Szenario wird untersucht, mit welcher Wahrscheinlichkeit an der Stelle mit maximaler Beanspruchung innerhalb des Bereiches mit zunächst nicht ausreichendem Ankündigungsverhalten gehäuft Spannstahlbrüche auftreten. Den Ergebnissen zu Folge ist in Abhängigkeit der Ausdehnung des Bereiches (hier: untersuchter Anteil des Bereiches 10 %, 50 % und 100 %) mit zunächst nicht ausreichendem Ankündigungsverhalten der hüllrohrweise Ausfall von mehr als 6 bis 7 der insgesamt 8 Spannglieder mit je 36 Drähten ohne ausreichende Vorankündigung unwahrscheinlich.

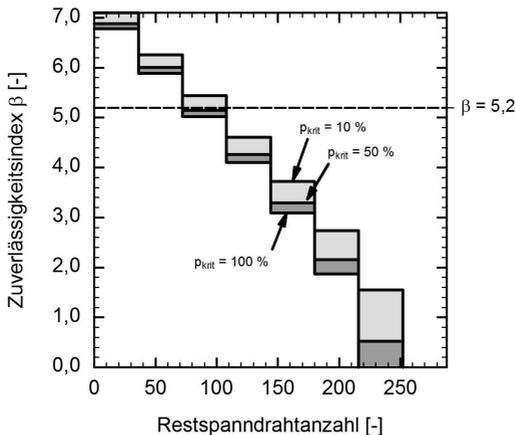


Abb. 9-16 Ausfallszenario 1 zur Spannungsrissskorrosion

Mit Ausfallszenario 2 nach Abschnitt 5.3.6.2 (siehe Ergebnisse in **Abb. 9-17**) wird gegenüber Ausfallszenario 1 das Auftreten von Spannstahlbrüchen an mehreren Stellen untersucht. Aus der Ergebnisdarstellung kann abgelesen werden, dass z. B. bei einem maximalen Spanndrahtausfall von ca. 200 Stück an einer Stelle mit ausreichendem Ankündigungsverhalten mindestens 112 Drähte auch im zunächst nicht nachweisbaren Bereich für den Tragfähigkeitsnachweis angesetzt werden können.

Durch derartige Vorbetrachtungen kann der Nachweis gegenüber Spannungsrisskorrosion in Stufe 1 dahingehend ergänzt werden, dass die Auftretenswahrscheinlichkeit bestimmter Szenarien gezielt beurteilt werden kann.

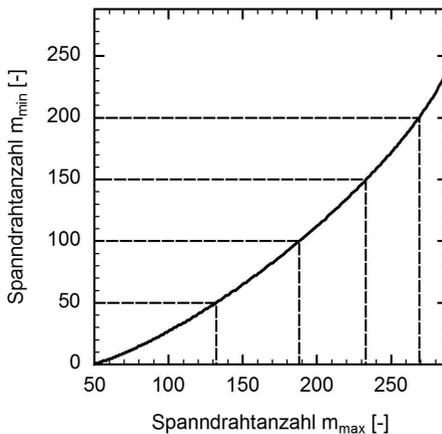


Abb. 9-17 Ausfallszenario 2 zur Spannungsrisskorrosion

9.3.2.3 Bewertung der Dauerhaftigkeit

In **Tabelle 9-26** sind nach dem deskriptiven Bemessungskonzept (siehe Abschnitt 5.2.1) die Expositionsklassen einschließlich der erforderlichen Betongüten bzw. Betonüberdeckung unter Berücksichtigung der ergänzenden Festlegungen nach [ZTV-ING] den vorhandenen Gegebenheiten gegenübergestellt.

Der Vergleich zeigt, dass die Betonüberdeckung gem. Expositionsklassen nicht ausreichend ist. Einschränkungen der Dauerhaftigkeit sind möglich, bei der Bauwerksbegehung wurden jedoch keine Schäden festgestellt.

Tabelle 9-26 Bewertung der Dauerhaftigkeit in Stufe 1

	Bestand	Anforderung	Bewertung
Expositionsklasse	--	XC4, XD1, XF2	--
Betongüte	~C35/45	C35/45	Kriterium eingehalten
Betondeckung	ca. 20 mm	45 mm	Kriterium nicht eingehalten

9.3.2.4 Zusammenfassung Stufe 1

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass aufgrund des Baujahres und der zu diesem Zeitpunkt gültigen Entwurfsnormen sowohl rechnerische als auch konstruktive Defizite am Bauwerk auftreten können, die jedoch im Rahmen dieses Beispiels nicht weitergehend eingegrenzt werden.

Zu beachten ist insbesondere, dass zur Errichtung des Spannbetonüberbaus eine Spannstahlgüte verwendet wurde, die als gefährdet hinsichtlich Spannungsrissschädigung gilt.

Die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit nach dem deskriptiven Bemessungskonzept werden nicht eingehalten, so dass Beeinträchtigungen der Dauerhaftigkeit möglich sind.

9.3.3 Bewertung Stufe 2

9.3.3.1 Vorgehensweise

In Stufe 2 des Bewertungskonzeptes werden Betrachtungen zur Möglichkeit einer Hochstufung der Brückenklasse angestellt. Zusätzlich wird die Dauerhaftigkeit und die mögliche Zustandsentwicklung des Brückenüberbaus betrachtet.

9.3.3.2 Bewertung der Tragfähigkeit

Das Bauwerk wurde ursprünglich bemessen für die Brückenklasse 60. Um zu prüfen, welche Änderungen der Lasteinwirkungen bzw. der rechnerischen Schrittgrößen durch eine Höherstufung (z. B. in Brückenklasse 60/30) in Brückenlängsrichtung auftreten können, werden nachfolgend Abschätzungen auf Basis der Ansätze nach Abschnitt 6.3 vorgenommen.

In [Kordina 1969] wird die für die Anwendung der Hilfsmittel benötigte Querverteilung entnommen. Die Querverteilung ist in **Abb. 9-18** dargestellt. Der Quereinfluss der Spurlagen auf den betrachteten Hauptträger ergibt sich hieraus zu $q = 65 / 94 = 0,68$.

Durch die Auswertung der Ansätze nach Abschnitt 6.3 bzw. aus der grafischen Ableitung aus den Diagrammen in Anhang I ergeben sich die in **Tabelle 9-27** zusammengestellten Änderungen der Schnittgrößen, bezogen auf die ursprünglichen Entwurfsschnittgrößen nach Brückenklasse 60.

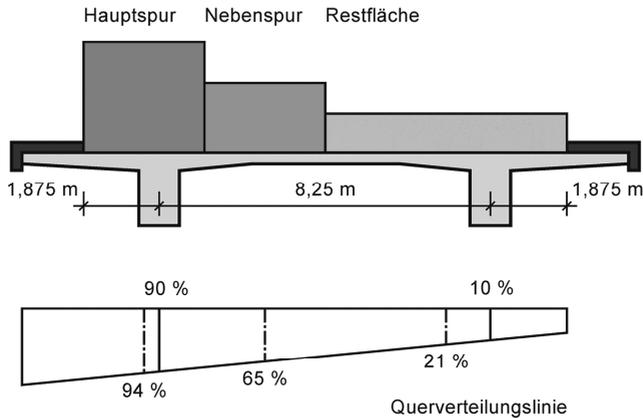


Abb. 9-18 Überbau in Querrichtung mit Querverteilungslinie und Anordnung der Hauptspuren

Tabelle 9-27 Änderung der Verkehrslastschnittgrößen in Abhängigkeit der Brückenklasse

Brückenklasse	BK 60	LM 1	BK 60/30	BK 30/30	BK 30
Feldmoment	+0 %	+24 %	+18 %	-20 %	-38 %
Stützmoment	+0 %	+26 %	+12 %	-13 %	-25 %
Querkraft	+0 %	+25 %	+17 %	-19 %	-36 %

Aus dem Vergleich der einzelnen Brückenklassen ist zu erkennen, dass das Lastmodell LM 1 nach [DIN-Fachbericht 101:2009] zu einer deutlichen Schnittgrößen-erhöhung führt, wobei der Unterschied zu der nach [DIN 1072:1985] anzusetzenden Brückenklasse 60/30 nicht so groß ausfällt.

Da auf Grund der zu erwartenden Defizite (insbesondere gegenüber der Querkraft- und Torsionsbemessung) bzw. der Gefährdung hinsichtlich Spannungsrisskorrosion auch eine Ablastung sinnvoll sein kann, wurden ergänzend die Brückenklassen 30/30 bzw. 30 mit in die Betrachtung einbezogen. Erwartungsgemäß führen diese Verkehrslastbilder zu deutlich geringeren Schnittgrößen.

Um die Schnittgrößenerhöhung der Verkehrslast weitergehend einschätzen zu können, wurden nachfolgende Überlegungen unter der Annahme, dass:

- der Auslastungsgrad des bestehenden Überbaus gegenüber den ursprünglichen Bemessungslasten 100 % beträgt,
- der Zielwert des Zuverlässigkeitsindizes von 3,8 auf 3,0 abgesenkt werden kann,
- Schäden bzw. Ausführungsfehler nicht vorliegen und
- grundlegende Defizite (z. B. hinsichtlich der Schubbewehrung und Spannungsrissskorrosion) gesondert behandelt werden,

durchgeführt. Im Einzelnen ergeben sich Änderungen hinsichtlich des zulässigen Auslastungsgrades wie folgt:

- Nach Abschnitt 7.6 ergibt sich durch die Reduzierung des Zuverlässigkeitsindizes von einem Wert 3,8 auf 3,0 ein zulässiger Auslastungsgrad von 115 %.
- Sofern das durch Rohdichtebestimmungen und eine detaillierte Erfassung der Bauwerksgeometrie das Eigengewicht genauer bestimmt werden kann, reduziert sich nach Abschnitt 7.5.2 unter Annahme eines Gesamtbewehrungsgehaltes von 100 kg/m^3 das Eigengewicht des Betons auf ca. $24,5 \text{ kN/m}^2$, was einer Lastverminderung von ca. 2 % entspricht. Zusätzlich kann der Teilsicherheitsbeiwert für das Eigengewicht vermindert werden. Da jedoch bei den detaillierten Eigengewichtserhebungen an Brückenbauwerken häufig auch größere Ausbaulasten festgestellt werden, wird auf diese Abminderung verzichtet.
- Die Verkehrslasten können nach Abschnitt 7.5.3 in Abhängigkeit der Restnutzungsdauer reduziert werden (siehe z. B. **Abb. 7-19**). Gleichzeitig müssen jedoch die Auswirkungen eines größeren Zuverlässigkeitsindizes berücksichtigt werden. Beide Effekte mit gegenläufigen Konsequenzen führen zu einer Änderung der Gesamtschnittgröße von ca. 10 %, so dass die Effekte bei diesem Beispiel vernachlässigt werden können.
- In Abschnitt 6.3.2 werden Ansätze zusammengefasst, die in Verbindung mit den dort beschriebenen Kompensationsmaßnahmen zu einer Verminderung der Ansätze zu den Verkehrslasteinwirkungen führen. Auf den Ansatz dieser Abminderungen wird hier jedoch vereinfachend verzichtet.

Die Ergebnisse der Überlegungen sind in **Tabelle 9-28** zusammengestellt. Näherungsweise kann die zulässige Auslastung nach Lasterhöhung mit Verkehrslastschnittgrößen von 26 % (siehe **Tabelle 9-27** mit LM 1) und unter Berücksichtigung der Modifikationen nach **Tabelle 9-28** entsprechend **Tabelle 9-29** erfasst werden.

Als Ergebnis dieser Näherung kann festgestellt werden, dass eine Erhöhung der Verkehrslasteinwirkungen ohne eine rechnerische Vergrößerung des Auslastungsgrades möglich ist, sofern gleichzeitig die oben definierten Maßnahmen bzw. Einschränkungen berücksichtigt werden. Für eine abschließende Bewertung sind jedoch zwingend genaue, rechnerische Analysen notwendig.

Tabelle 9-28 Änderung Gesamtschnittgrößen in Abhängigkeit möglicher Modifikationen

Nr.	Sachverhalt	Lastanteil	Änderung
1	Reduzierung Zielwert des Zuverlässigkeitsindizes	$g_{1+2} + q$	-15 %
2.1	Reduzierung Ansatz Eigengewicht	g_1	-2 %
2.2	Reduzierung Teilsicherheitsbeiwert durch detaillierte Eigengewichts- und Geometriebestimmung	g_{1+2}	--
3.1	Anpassung der Verkehrslast auf Restnutzungsdauer von 10 Jahren	q	--
3.2	Anpassung des Zuverlässigkeitsindizes auf Restnutzungsdauer von 10 Jahren	$g_{1+2} + q$	--

Tabelle 9-29 Zulässige Auslastung nach Lasterhöhung und Berücksichtigung der Modifikationen nach **Tabelle 9-28**

	Anteil (pschl.)	Summe Tabelle 9-28	Gesamt
Eigengewicht g_1	45	15 % + 2 % = +17 %	+8 %
Ausbaulasten g_2	10	+15 %	+7 %
Verkehrslast q	45	26 % - 15 % = -11 %	-5 %
		Summe	+4 %

9.3.3.3 Bewertung der Dauerhaftigkeit

Entsprechend den Ausführungen in Stufe 1, können sich durch carbonatisierungs- bzw. chloridinduzierte Bewehrungskorrosion Einschränkungen der Dauerhaftigkeit ergeben. Hierzu wurden nachfolgende Betrachtungen nach Abschnitt 5.3 angestellt.

Für die chloridinduzierte Bewehrungskorrosion ist die Überbauoberseite maßgebend, da ggf. bei einem Defekt der Fahrbahnabdichtung die durch Streusalze eingetragenen Chloride konzentriert in den Konstruktionsbeton eindringen können. Die Exposition der Brückenüberbauunterseite kann demgegenüber als geringer eingeschätzt werden, da der Abstand zur unten kreuzenden Fahrbahn mit 5,0 m ver-

hältnismäßig groß ist und die nach **Abb. 5-8** abschätzbare Chloridoberflächenkonzentration aus Sprühnebel unterhalb des kritischen, korrosionsauslösenden Chloridgehaltes liegt.

Gegenüber carbonatisierungsinduzierter Bewehrungskorrosion ist die Überbauunterseite vordringlich zu beurteilen, da auf Grund der Abdichtung oberseitig der Carbonatisierungsfortschritt begrenzt wird.

Das Bauteil ist ebenfalls nach Stufe 1 einer Frostexpositionsklasse zugeordnet. Da jedoch bei diesem Beispiel das Bauwerk bereits seit 55 Jahren dieser Exposition unterliegt und bisher keine Frostschäden aufgetreten sind, kann ein ausreichender Frostwiderstand nach Abschnitt 5.4 unter den örtlichen Gegebenheiten als nachgewiesen gelten.

In **Tabelle 9-30** sind die Eingangsparameter für carbonatisierungsinduzierte Bewehrungskorrosion an der Brückenüberbauunterseite zusammengestellt, die sich aus den Angaben in den Bestandsunterlagen mittel dem Anhang C und E herleiten lassen. Die Angaben zu dem inversen Carbonatisierungswiderstand sind Annahmen auf Basis vergleichbarer Betone.

Tabelle 9-30 Eingangsparameter für carbonatisierungsinduzierte Bewehrungskorrosion

Beschreibung	Einheit		μ	σ	a	b
Betonüberdeckung	[mm]	BetaD	20	10	0	100
Inverser Carbonatisierungswiderstand des trockenen Betons	[mm ² /a /kg/m ³]	ND	2100	1050	--	--
Nachbehandlungsdauer	[d]	D	2	--	--	--
relative Luftfeuchte in der Randschicht	[%]	BetaD	80	12	0	100
CO ₂ -Konzentration Umgebungsluft	[g/m ³]	ND	0,616	0,10	--	--

Die Ergebnisse der Zuverlässigkeitsanalyse sind in **Abb. 9-19** dargestellt. Betrachtet wurden die Klassen nach Abschnitt 8.2.5, bei denen innerhalb der Zuverlässigkeitsanalysen die Carbonatisierung in den Tiefenstufen ein Drittel, zwei Drittel und drei Drittel der Betonüberdeckung betrachtet wird.

Aus **Abb. 9-19** mit Klasse 3 wird deutlich, dass auf Basis der Analysen in Stufe 2 an der Unterseite des Überbaus keine carbonatisierungsinduzierte Bewehrungskorrosion mindestens innerhalb einer Restnutzungsdauer von ca. 50 Jahren zu erwarten ist. Die Wahrscheinlichkeit der carbonatisierungsinduzierten Bewehrungs-

korrosion in den Tiefenstufen ein Drittel bzw. zwei Drittel ist demgegenüber zum Bewertungszeitpunkt bereits größer als 33 %.

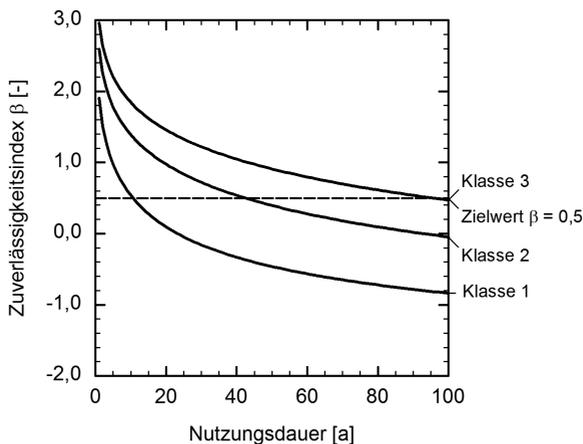


Abb. 9-19 Zuverlässigkeitsindex (carbonatisierungsinduzierte Bewehrungskorrosion) in Abhängigkeit der Nutzungsdauer (Stufe 2)

Die Beurteilung der Zuverlässigkeit gegenüber chloridinduzierten Bewehrungskorrosion nach Abschnitt 5.3 erfolgt unter Berücksichtigung von Abschnitt 6.4. Die für die Anwendung notwendigen Eingangsparameter können aus der Betondruckfestigkeit des Bauwerkes nach Abschnitt 6.5 abgeleitet werden. Hinsichtlich der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion ist der Chloridmigrationskoeffizient ein wesentlicher Eingangsparameter, der nach Gl. (6.8) zu

$$D_{RCM0} = 3250 \cdot 10^{-12} \cdot \frac{1}{(33+8)^{1,45}} = 13,9 \cdot 10^{-12} \frac{\text{m}^2}{\text{s}} \triangleq 470 \frac{\text{mm}^2}{\text{a}} \quad (9.7)$$

bestimmt werden kann. In **Tabelle 9-31** sind die übrigen stochastischen Parameter zur probabilistischen Analyse gegenüber der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion zusammengestellt. Die einzelnen Werte wurden den Auswertungen in Stufe 1 entnommen und durch die Literaturzusammenstellung in Anhang C und E ergänzt. Die Ersatzoberflächenkonzentration, der Übertragungsparameter der Testmethode und der Alterungskoeffizient wurden verhältnismäßig konservativ abgeschätzt, da den Bauwerksdokumenten hierzu keine Angaben entnommen werden konnten.

Tabelle 9-31 Eingangparameter für chloridinduzierte Bewehrungskorrosion (Stufe 2)

Beschreibung	Einheit	μ	σ	a	b
Betonüberdeckung Betonstahl (Laufvariable)	[mm] BetaD	20	10	0	100
alternativ: Betonüberdeckung Spannstahl	[mm] BetaD	200	--	--	--
Tiefenlage der Ersatzoberfläche	[mm] BetaD	8,9	5,6	0,0	50,0
Eigenchloridgehalt	[M.-%/Z] D	0,05	--	--	--
Ersatzoberflächenkonzentration in Tiefe Δx	[M.-%/Z] LogD	1,00	0,60	--	--
kritischer, korrosionsausl. Chloridgehalt	[M.-%/Z] BetaD	0,60	0,15	0,20	2,00
Chloridmigrationskoeffizient	[mm ² /a] ND	470	95	--	--
Alterungskoeffizient	[-] BetaD	0,30	0,12	0,00	1,00
Übertragungsparameter Testmethode	[-] D	0,60	--	--	--
Bauteiltemperatur	[K] ND	283	7	--	--

In **Abb. 9-20** ist der Zuverlässigkeitsindex gegenüber der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion in Abhängigkeit der Auslagerungsdauer dargestellt. Den rechnerischen Analysen zufolge ist innerhalb einer Restnutzungsdauer von ca. 50 Jahren chloridinduzierte Bewehrungskorrosion an der Betonstahlbewehrung zu erwarten, sofern Defekte an der Abdichtung des Brückenbauwerkes auftreten.

An der Spannstahlbewehrung sind demgegenüber innerhalb einer Auslagerungsdauer von 100 Jahren keine Korrosionsschäden zu erwarten. Unabhängig hiervon ist das Risiko hinsichtlich der Spannungsrisskorrosion zu bewerten.

Zusätzlich zu dem unmittelbaren Korrosionsrisiko ist zu berücksichtigen, dass der mit der oben beschriebenen Ausführung hinsichtlich Spannglied- und Hüllrohrdurchmesser der zur Verfügung stehende Fließquerschnitt verhältnismäßig groß ist (siehe **Tabelle 9-25**). Das Verhältnis von Spannstahlquerschnitt zu Hüllrohrquerschnitt liegt mit einem Wert von 43 % im Bereich heute zugelassener Spanverfahren. Aus vergleichenden Bauwerksuntersuchungen ist bekannt, dass oberhalb eines Verhältniswertes von 50 % das Risiko von Verpressfehlern deutlich zunimmt. Hieraus kann gefolgert werden, dass die Wahrscheinlichkeit von Verpressfehlern bei den vorliegenden Spanngliedern deutlich begrenzt ist.

Bei der abschließenden Beurteilung muss jedoch beachtet werden, dass im Bereich der Hoch- bzw. Tiefpunkte die einzelnen Spanndrähte aneinander gepresst werden, so dass der Zwischenraum zwischen den einzelnen Drähten nur bedingt

durch den Verpressmörtel gefüllt werden kann. Fehlstellen in diesem Bereich sind jedoch als nicht kritisch anzusehen, da auch der Zutritt von schädigenden Medien (z. B. Wasser oder Chloride) entsprechend erschwert ist (siehe Abschnitt 5.3.6).

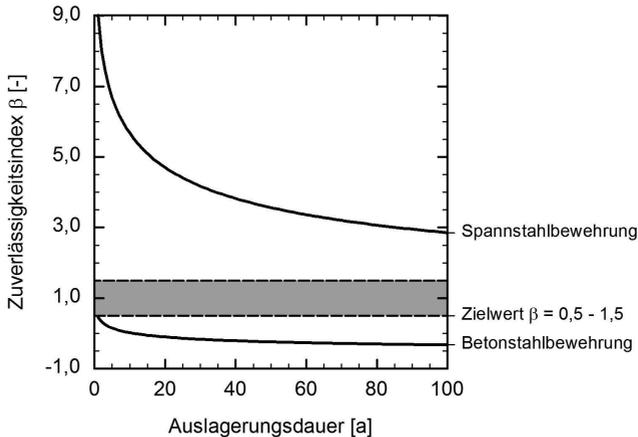


Abb. 9-20 Zuverlässigkeitsindex (chloridinduzierte Bewehrungskorrosion) in Abhängigkeit der Nutzungsdauer (Stufe 2)

9.3.3.4 Zusammenfassung Stufe 2

Zusammenfassend folgt, dass überschlüssig eine Tragfähigkeit gegenüber höheren Verkehrslasten nachweisbar ist. Die Dauerhaftigkeit ist darüber hinaus hinsichtlich der carbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion nicht mehr gegeben. Sofern die Abdichtung auf der Brückenüberbauoberseite funktionsfähig ist, ist die Bewehrung oberseitig nicht chloridinduziert korrosionsgefährdet.

9.3.4 Bewertung Stufe 3

9.3.4.1 Vorgehensweise

In Stufe 3 des Bewertungskonzeptes werden gegenüber Stufe 2 zusätzliche Informationen durch Untersuchungen am Bauwerk erhoben. Eine weitergehende Beurteilung der Tragfähigkeit wurde nicht vorgesehen.

9.3.4.2 Bewertung der Dauerhaftigkeit

Innerhalb der Zuverlässigkeitsanalyse gegenüber carbonatisierungsinduzierter Bewehrungskorrosion sind die Verteilungsparameter der Betonüberdeckung einerseits nachweisbestimmend, andererseits am Bauwerk verhältnismäßig einfach zu ermitteln.

In **Abb. 9-21** sind die Messergebnisse der Betonüberdeckung an der Brückenüberbauunterseite eines Feldes in der Abwicklung der Querschnittsunterseite dargestellt und weitere Angaben in **Tabelle 9-32** mit den statistischen Verteilungsparametern zusammengefasst. Die Messwerte wurden in einem Raster von ca. 1 m im Zuge der handnahen Bauwerksprüfung erhoben (siehe **Abb. 9-21**).

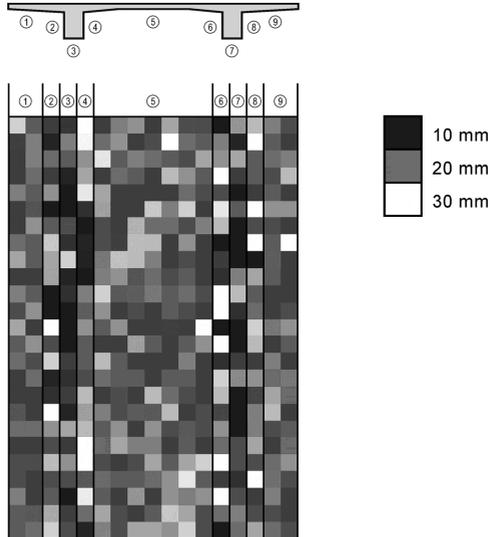


Abb. 9-21 Ergebnisse der Betonüberdeckungsmessung an der Überbauunterseite

Tabelle 9-32 Eingangsparameter für carbonatisierungsinduzierte Bewehrungskorrosion (Bayes'sches Update)

Beschreibung	Einheit	μ	σ	a	b	
Carbonatisierungstiefe $x_{c,insp}$	[mm]	logN	11	5	-	-
Zeitpunkt der Inspektion t_{insp}	[a]	D	45	-	-	-
Betonüberdeckung	[mm]	BetaD	19,6	5,4	0	100

Aufbauend auf diesen Untersuchungsergebnissen wurde ein Bayes'sches Update zur Carbonatisierungstiefe durchgeführt (siehe **Abb. 9-22**). Vereinfachend wurde die gesamte Abwicklung der Brückenunterseite als eine Grundgesamtheit betrachtet. Objektspezifisch kann es erforderlich sein, einzelne Flächen (z. B. Seitenfläche und Unterseite der Stege, Plattenunterseite) differenziert zu betrachten.

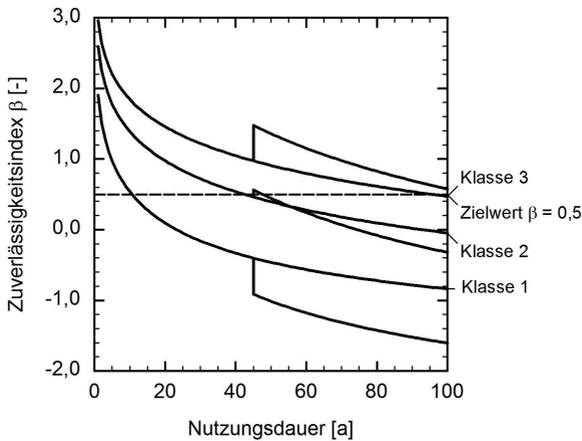


Abb. 9-22 Zuverlässigkeitsindex (carbonatisierungsinduzierte Bewehrungskorrosion) in Abhängigkeit der Nutzungsdauer (Stufe 3)

Aus den Ergebnissen ist zu erkennen, dass das Update gegenüber der carbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion in der Bewertungsklasse 3 zu einer Anhebung des Zuverlässigkeitsindex führt. Zum Bewertungszeitpunkt befindet sich das Bauteil in der Bewertungsklasse 2. Unter Berücksichtigung des Updates ist in der Bewertungsklasse 1 eine Überschreitung der Zielwerte zu einem früheren Zeitpunkt zu erwarten.

Diese Berechnungsergebnisse basieren auf der Globalmodellierung. Eine differenzierte Aussage ist mittels einer räumlichen Dauerhaftigkeitsprognose nach Abschnitt 7.4 möglich, deren Ergebnisse in **Abb. 9-23** und **Abb. 9-24** für unterschiedliche Zeitschritte dargestellt sind.

Einerseits ermöglicht die grafische Darstellung, die Lokalisierung von Bereichen mit vermehrtem Instandsetzungsbedarf. Andererseits kann die Anzahl der mit einer definierten Wahrscheinlichkeit korrodierenden Bereiche ermittelt werden, um den Umfang einer notwendigen Instandsetzungskampagne bzw. das vermutliche Erscheinungsbild abschätzen zu können.

Die Zielgrößen können durch den Bauwerkseigentümer bzw. Betreiber z. B. in Abhängigkeit der verfolgten Instandsetzungsstrategie frei gewählt werden. In diesem Beispiel wird angenommen, dass der Zeitpunkt als kritisch gelten soll, ab dem an 20 % der Gesamtfläche Korrosion mit einer Wahrscheinlichkeit von 60 % auftritt. Die Auswertungsergebnisse sind in **Abb. 9-25** dargestellt. Demzufolge wird das Kriterium bei ca. 80 Jahren gerade erfüllt.

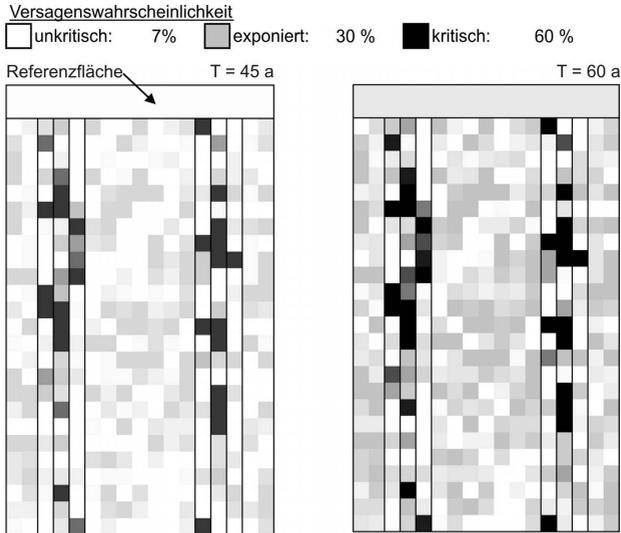


Abb. 9-23 Zustandsentwicklung der Brückenunterseite für 45 bzw. 60 Jahre

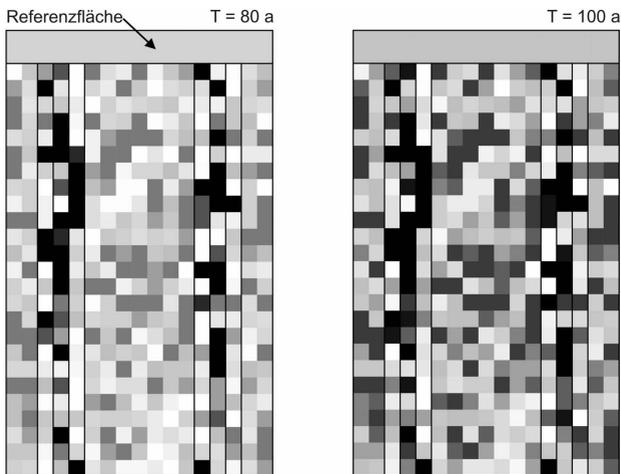


Abb. 9-24 Zustandsentwicklung der Brückenunterseite für 80 bzw. 100 Jahre

Zusätzlich könnte aufbauend auf der konsistenten Lebensdauerprognose nach Abschnitt 7.1 zur Identifikation eines Instandsetzungszeitpunktes ein weiteres Kriterium definiert werden, nach dem z. B. innerhalb eines für die Tragfähigkeit maßgebenden Bereiches eine definierte Querschnittsverminderung mit einer zu definieren-

den Grenzwahrscheinlichkeit aufgetreten ist. Auf diese Betrachtungen wird hier jedoch verzichtet.

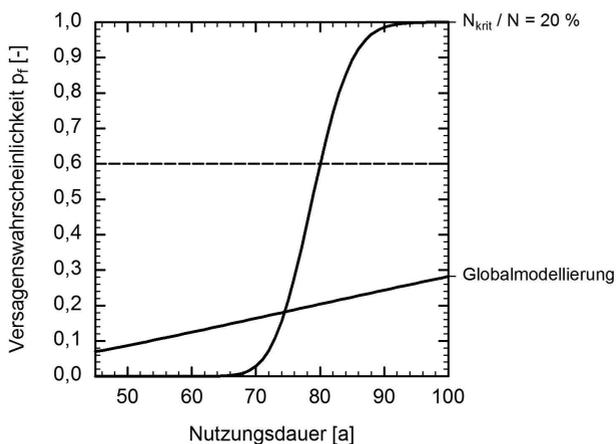


Abb. 9-25 räumliche Modellierung

9.3.4.3 Zusammenfassung Stufe 3

Unter der Voraussetzung, dass die Fahrbahnabdichtung intakt ist, kann nach Abschnitt 8.2.5 der Brückenüberbau das Bauteil innerhalb zum Bewertungszeitpunkt nach **Tabelle 9-8** eingestuft werden. Kurzfristig ist jedoch ein Übergang in die Klasse 3 hinsichtlich Dauerhaftigkeit zu erwarten.

Tabelle 9-33 Einstufung in Beurteilungsklassen (aktueller Bewertungszeitpunkt)

Nr.	T	G	D	Umfang	Bemerkung
--	--	0			Chloridkonzentrationsfront < Betondeckung
--	--	2	100 %	Unterseite	Carbonatisierungstiefe < Betondeckung
--	--	2			Zusammenfassung

9.3.5 Betrachtungen zur Anwendung des Bewertungskonzeptes

In Beispiel 3 wurde insbesondere die Anwendung der Module:

- Ableitung wesentlicher Eigenschaften (insbesondere Defizite) aus der Kenntnis über den Herstellungszeitpunkt und die zu diesem Zeitpunkt gültigen Entwurfsnormen (siehe Abschnitt 6.5),

- Ermittlung der Tragfähigkeit (u. a. nach Abschnitt 7.5.2, 7.5.3 und 7.6),
- Bewertung des Spanverfahren (siehe Abschnitt 5.3.6.3),
- Vorüberlegungen zum Nachweis der Spannungsrissskorrosion (nach Abschnitt 5.3.6.2),
- Integration von Vorinformationen (hier: Bauwerksinspek.) nach Abschnitt 7.2,
- räumliche Dauerhaftigkeitsprognose nach Abschnitt 5.3 bzw. Abschnitt 7.4 und
- Anwendung der Beurteilungsklassen nach Abschnitt 8.2.5

vorgestellt. Insgesamt wurden die Stufen 1 bis 3 des zuverlässigkeitsorientierten Bewertungskonzeptes für bestehende Bauwerke aus Stahlbeton und Spannbeton zielgerichtet auf das Beispiel angewendet. Aus dem Beispiel wird deutlich, dass mit der konsequenten Anwendung des zuverlässigkeitsorientierten Bewertungskonzeptes vor einer umfangreichen Tragfähigkeitsbeurteilung eine Abschätzung möglicher Tragkapazitäten erfolgen kann und die Dauerhaftigkeit in Abstimmung auf nutzungsspezifischen Anforderungen differenziert bewertet werden kann.

9.4 Beispiel 4: Betongerbergelenke einer Fußgängerbrücke

9.4.1 Ausgangssituation

Beispiel 4 behandelt eine fünffeldrige, ca. 4,0 m breite Fußgängerbrücke über einen Wasserlauf. Es wird angenommen dass das Bauwerk im Jahr 1962 errichtet wurde. Das Bauwerk wurde als Stahlbetonkonstruktion mit Betongerbergelenken ausgeführt (siehe **Abb. 9-26**). Es wird angenommen, dass die Ausführungsunterlagen nicht mehr vollständig vorliegen. Lediglich die Belastungsannahmen und verwendeten Baustoffgüten sind durch das Bauwerksbuch bekannt. Gegenstand der Bewertung soll die Dauerhaftigkeit der Stahlbetongerbergelenke sein.



Abb. 9-26 statisches System (links) und Lasteinwirkung (rechts)

Die im Weiteren unterstellten Randbedingungen (z. B. hinsichtlich der Durchführung von Ortsbegehungen bzw. der Befunde am Bauwerk) wurden exemplarisch im Rahmen dieses Beispiels angenommen.

9.4.2 Bewertung Stufe 1

9.4.2.1 Vorgehensweise

In der Stufe 1 des Bewertungskonzeptes wurde eine Ortsbegehung durchgeführt und, da keine Bestandsunterlagen vorliegen, im Bereich der Betongerbergelenke zerstörungsfreie Untersuchungen zur Bewehrungsanordnung in Verbindung mit örtlichen Freilegungen der Bewehrungsstäbe zur Bestimmung der Bewehrungsstabdurchmesser angestellt.

Die Abmessungen der Konstruktion sind in **Abb. 9-27** zusammengestellt. Die Bewehrungsanordnung wird basierend auf den örtlichen Befunden angenommen (siehe **Abb. 9-28**). Weitere Angaben enthalten **Tabelle 9-34** und **Tabelle 9-35**. Hinweise auf eine bereits eingetretene Degradation wurden nicht festgestellt.

Tabelle 9-34 charakteristische Rechenwerte Baustoffe

Güte	Eigenschaft	
B450	Beton, Druckfestigkeit	$f_{ck} = 33 \text{ MN/m}^2$
BSt II	Betonstahl, Streckgrenze	$f_{yk} = 340 \text{ MN/m}^2$

Tabelle 9-35 Auswertung der verfügbaren Informationen und Annahmen

Eigenschaft	Annahme	Grundlage für Annahme
Normen	DIN 1045:1959-11	Herstellungszeitpunkt
Betongüte	B450	Bestandsunterlagen
Betonstahlgüte	BSt II	Bestandsunterlagen
Betonüberdeckung	2,5 cm (allseitig)	Messwerte

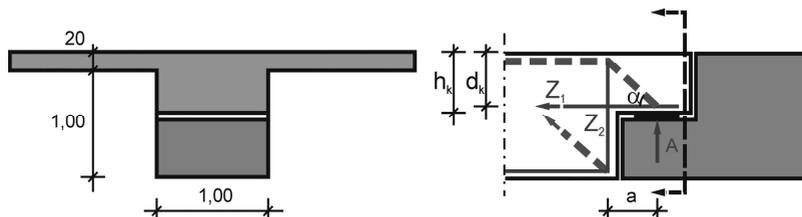


Abb. 9-27 Querschnittsabmessungen (links) und Stabwerkmodell zur Idealisierung des Tragverhaltens (rechts)

Tabelle 9-37 Lasteinwirkung am Momentengelenk und Mindesttragfähigkeit

	charakteristische Werte	Bemessungswerte
ständige Einwirkungen G	437,5 kN	590,5 kN
veränderliche Einwirkungen P	175,0 kN	262,5 kN
Summe	612,5 kN	853,0 kN

9.4.2.3 Bewertung der Dauerhaftigkeit

Die Bewertung der Dauerhaftigkeit erfolgt in der Stufe 1 auf Basis des deskriptiven Bemessungskonzeptes (siehe Abschnitt 5.2.1). In **Tabelle 9-38** sind die den Randbedingungen entsprechenden Expositionsklassen und die sich hieraus ableitenden Anforderungen an die Betongüte bzw. die Betonüberdeckung den vorhandenen Gegebenheiten gegenübergestellt.

Es wird deutlich, dass beide Kriterien nicht eingehalten sind und nach normativem Konzept daher eine Einschränkung der Dauerhaftigkeit möglich ist, zumal die ursprüngliche Auslegungsdauer von 50 Jahren zum Bewertungszeitraum erreicht wurde.

Im Rahmen der Ortsbegehung wurden jedoch keine Hinweise auf eine bereits einsetzende Bewehrungskorrosion vorgefunden. Eine Schädigung durch Frost- bzw. Frost-Tausalz-Angriff ist im Weiteren auszuschließen, da diese Schädigung bisher nicht aufgetreten ist und somit offenkundig der Bauteilwiderstand in Verbindung mit den Umgebungsbedingungen ausreichend frostbeständig ist.

Tabelle 9-38 Bewertung der Dauerhaftigkeit in Stufe 1

	Bestand	Anforderung	Bewertung
Expositionsklasse	--	XC4, XD1, XF2	--
Betongüte	~C30/37	C35/45	Kriterium nicht eingehalten
Betondeckung	ca. 25 mm	45 mm	Kriterium nicht eingehalten

9.4.2.4 Zusammenfassung Stufe 1

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die Tragfähigkeit zum Bewertungszeitpunkt gegeben ist. Demgegenüber werden die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit nach dem deskriptiven Bemessungskonzept nicht eingehalten, so dass Beeinträchtigungen der Dauerhaftigkeit möglich sind.

9.4.3 Bewertung Stufe 2

9.4.3.1 Vorgehensweise

In Stufe 2 des Bewertungskonzeptes sind keine zusätzlichen Untersuchungen am Bauwerk vorgesehen. Durchgeführt wird eine probabilistische Analyse auf Basis der Angaben in Stufe 1.

9.4.3.2 Bewertung der Tragfähigkeit

Aufbauend auf Gl. (9.8) kann mit

$$p_f = p \left\{ \theta_R \cdot A_s \cdot -\theta_E \cdot (G+Q) \cdot \frac{a}{z_k} \cdot \frac{1}{f_y} < 0 \right\} \quad (9.9)$$

eine Zuverlässigkeitsanalyse durchgeführt werden. Die erforderlichen Eingangswerte sind in **Tabelle 9-39** zusammengestellt. Die einzelnen Parameter wurden mehrheitlich aus den charakteristischen Werten nach Stufe 1 abgeleitet.

Da keine Hinweise auf Korrosion an der Betonstahlbewehrung vorliegen, konnten die Modellunsicherheiten nach Abschnitt 7.3 insgesamt verhältnismäßig gering angesetzt werden. Würden hingegen Hinweise auf Korrosion auftreten, auch wenn noch kein Querschnittsabtrag stattgefunden hat, wäre die Kombination M1-G1-Q3 für die Modellunsicherheit des Widerstandes (d. h. Variationskoeffizient mit einem Wert von 15 %) anzuwenden.

Tabelle 9-39 Zusammenstellung Parameter zur Zuverlässigkeitsanalyse (Stufe 2)

Parameter	Einheit		μ	V [%]
Bewehrungsquerschnitt	[cm ²]	D	22,6	--
Streckgrenze	[MN/m ²]	ND	400	6
Hebelarm der inneren Kräfte z_k	[m]	ND	0,45	10
Abstand a	[m]	ND	0,25	10
Ständige Einwirkung	[MN]	ND	437,5	10
Veränderliche Einwirkung	[MN]	GumD	112	30
Modellunsicherheit Einwirkung	[-]	ND	1,00	5
Modellunsicherheit Widerstand, Kombination: M1-G1-Q2 (bzw. M1-G1-Q3)	[-]	logD	1,00	5 (15)

Die Ergebnisse beider Szenarien sind in **Abb. 9-29** dargestellt. Daraus kann abgeleitet werden, dass sofern kein signifikanter Querschnittsabtrag eingetreten ist, der Mindestwert des Zuverlässigkeitsindizes innerhalb einer Restnutzungsdauer von mehr als 100 Jahren nicht unterschritten wird. Für einen Zeitraum von 50 Jahren (ursprünglicher Auslegungszeitraum) ergibt sich für das Szenario ohne Korrosion ein Zuverlässigkeitsindex von ca. 5,0, was hinsichtlich des in Stufe 1 ermittelten Auslastungsgrades und dem Zusammenhang nach Abschnitt 7.6 zu erwarten war.

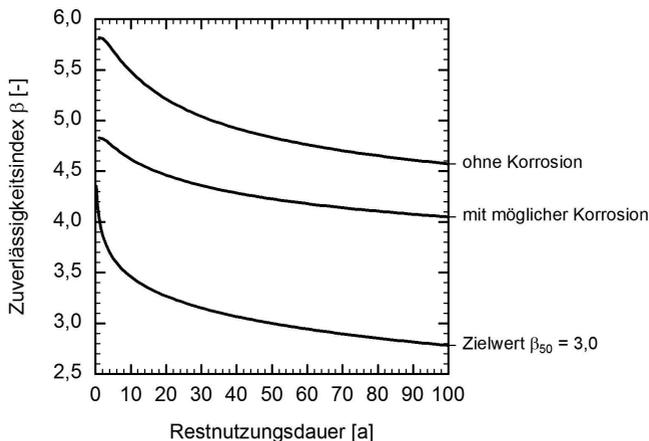


Abb. 9-29 Zuverlässigkeitsindex in Abhängigkeit der Modellunsicherheit des Widerstandes und der Restnutzungsdauer

9.4.3.3 Bewertung der Dauerhaftigkeit

In **Tabelle 9-31** sind die verwendeten, stochastischen Parameter zur probabilistischen Analyse hinsichtlich chloridinduzierter Bewehrungskorrosion zusammengestellt. Die einzelnen Werte wurden den Auswertungen in Stufe 1 entnommen und durch die Literaturzusammenstellung in Anhang C und E ergänzt. Die Ersatzoberflächenkonzentration, der Übertragungsparameter der Testmethode und der Alterungskoeffizient wurden verhältnismäßig konservativ abgeschätzt, da den Bauwerksdokumenten hierzu keine Angaben entnommen werden konnten.

Der Chloridmigrationskoeffizient wurde zu dem hier verwendeten Beton im Beispiel 3 auf Basis der Betondruckfestigkeit abgeschätzt.

Tabelle 9-40 Eingangsparameter für chloridinduzierte Bewehrungskorrosion (Stufe 2)

Beschreibung	Einheit	μ	σ	a	b
Betonüberdeckung Betonstahl (Laufvariable)	[mm] BetaD	25	10	0	125
Tiefenlage der Ersatzoberfläche	[mm] BetaD	8,9	5,6	0,0	50,0
Eigenchloridgehalt	[M.-%/z] D	0,10	--	--	--
Ersatzoberflächenkonzentration in Tiefe Δx	[M.-%/Z] LogD	1,00	0,60	--	--
kritischer, korrosionsausl. Chloridgehalt	[M.-%/Z] BetaD	0,60	0,15	0,20	2,00
Chloridmigrationskoeffizient	[mm ² /a] ND	470	95	--	--
Alterungskoeffizient	[-] BetaD	0,30	0,12	0,00	1,00
Übertragungsparameter Testmethode	[-] D	0,60	--	--	--
Bauteiltemperatur	[K] ND	283	7	--	--

Rechnerisch ergibt sich auf Basis der Eingangsparameter, dass bereits nach einer Auslagerungsdauer von ca. 5 Jahren der Zielwert des Zuverlässigkeitsindizes von 0,5 unterschritten wird. Nach ca. 30 Jahren liegt die Versagenswahrscheinlichkeit bei ca. 50 %. Der Auslagerungszeitpunkt kann gleich dem Zeitpunkt angesetzt werden, ab dem die Abdichtung nicht mehr funktionsfähig ist. Unter der Voraussetzung, dass keine Erneuerung der Abdichtung zwischenzeitlich durchgeführt wurde, ist ein Defekt vermutlich bereits eingetreten.

Bei der Beurteilung der Dauerhaftigkeit muss zusätzlich beachtet werden, dass durch die chloridinduzierte Bewehrungskorrosion auch Lochfraßkorrosion möglich ist, die zu einer Verminderung des Bewehrungsquerschnittes führt und äußerlich auf Grund fehlender Betonabplatzungen im Bereich der korrodierenden Bewehrung nicht in jedem Fall visuell entdeckt werden kann.

Aus diesen Gründen werden die Ergebnisse der Zuverlässigkeitsanalyse zur chloridinduzierten Bewehrungskorrosion nicht weitergehend dargestellt und analysiert, sondern nachfolgend eine konsistente Lebensdauerprognose durchgeführt, um den bisher erfolgten bzw. künftig möglichen Schädigungsverlauf abzuschätzen und beurteilen zu können.

9.4.3.4 Konsistente Lebensdauerprognose

Im Rahmen der konsistenten Lebensdauerprognose wurden die Analysen nach Abschnitt 9.4.3.2 und 9.4.3.3 miteinander verknüpft. Die Grenzzustandsgleichung wurde aus

$$\begin{aligned}
 p_f &= p \{ \theta_{ini} \cdot T_{ini} + T_{dam} - t < 0 \} = p \left\{ \theta_{ini} \cdot T_{ini} + \frac{d_0 - \sqrt{\frac{4 \cdot A_{s,min}}{n_0 \cdot \pi}}}{\tilde{V}_{corr}} - t < 0 \right\} \\
 &= p \left\{ \theta_{ini} \cdot T_{ini} + d_0 - \sqrt{\frac{4 \cdot \left(\frac{\theta_E}{\theta_R} \cdot (G+Q) \cdot \frac{a}{z_k} \cdot \frac{1}{f_y} \right)}{n_0 \cdot \pi}} / \tilde{V}_{corr} - t < 0 \right\}
 \end{aligned} \tag{9.10}$$

gebildet. Die Einleitungsphase wurde nach Gl. (5.4) modelliert. Die zu vorausgehenden Angaben ergänzend notwendigen Parameter sind in **Tabelle 9-41** zusammengestellt. Bei der Zuverlässigkeitsanalyse wurde der Zielwert des Zuverlässigkeitsindizes nach Abschnitt 8.2.4 und die Verkehrslastansätze nach Abschnitt 7.5 zeitabhängig angesetzt.

Tabelle 9-41. Zusammenstellung Parameter zur Zuverlässigkeitsanalyse (Stufe 2)

Parameter	Einheit		μ	V [%]
Bewehrungsquerschnitt	[cm ²]	D	22,6	--
Bewehrungsdurchmesser	[mm]	D	24	--
Stabanzahl	[-]	D	5	--
bezogene Korrosionsabtragsrate	[$\mu\text{m/a}$]	D	¹⁾	--
Modellunsicherheit Einleitungsphase	[-]	ND	1,00	--
Modellunsicherheit Widerstand, Kombination: M1-G1-Q3	[-]	logD	1,00	15

¹⁾ Ansatz nach **Tabelle 5-15**

Die Modellunsicherheit nach Abschnitt 7.3 für den Widerstand wurde nach Kombination M1-G1-Q3 mit einer großen Streuung berücksichtigt, da bei der Prognose zukünftiger Entwicklungen der Querschnitt des Bewehrungsstahls nur als näherungsweise bekannt gelten kann.

Abb. 9-30 stellt als Auswertungsergebnis der rechnerischen Zuverlässigkeitsanalysen die zulässige Auslagerungsdauer in Abhängigkeit der charakteristischen, bezogenen Korrosionsabtragsrate dar. Als Grenzkriterium wurde der Mindestwert des Zuverlässigkeitsindizes nach Abschnitt 8.2.4 angesetzt.

Ebenfalls dargestellt sind die in **Tabelle 5-15** ausgewiesenen Anhaltswerte für den charakteristischen, bezogenen Korrosionsabtrag, die im Ergebnis zu einer objektspezifischen Auslagerungsdauer von ca. 5 bis 40 Jahren führen. Insgesamt zeigt sich erwartungsgemäß eine große Abhängigkeit von der jährlichen Korrosionsabtragsrate.

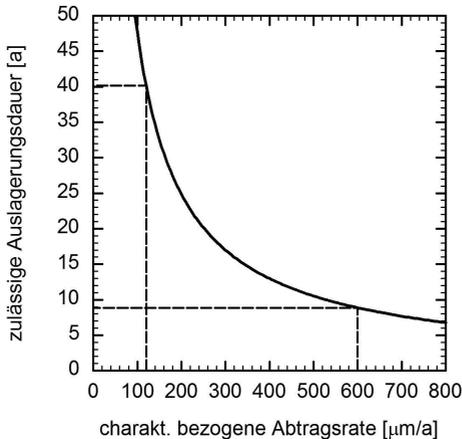


Abb. 9-30 zulässige Auslagerungsdauer in Abhängigkeit der charakteristischen, bezogenen Korrosionsabtragsrate

Bei diesem Beispiel wirkt sich ungünstig auf die Lebensdauer des Bauteils aus, dass die Einleitungsphase nach Abschnitt 9.4.3.3 nur wenige Jahre umfasst bzw. keinen wesentlichen Beitrag zur Lebensdauer liefern kann. Sobald zum Auslagerungszeitpunkt die Abdichtung versagt, hängt die Tragfähigkeit im Wesentlichen von den Tragfähigkeitsreserven der ungeschädigten Konstruktion ab.

9.4.3.5 Zusammenfassung Stufe 2

Aus den Ergebnissen der Stufe 2 kann abgeleitet werden, dass das Bauteil auf Grund der baulichen Durchbildung eine hohe Empfindlichkeit gegenüber Bewehrungskorrosion aufweist. Der Zeitpunkt, zu dem ein rechnerisches Versagen der Konstruktion auftritt, ist im Wesentlichen abhängig von den Tragfähigkeitsreserven der ungeschädigten Konstruktion und der sich in der Schädigungsphase einstellenden, jährlichen Korrosionsabtragsrate.

In diesem Beispiel wäre zu empfehlen, durch detaillierte Untersuchungen am Bauwerk den Zustand der Abdichtung und ggf. die Tiefenlage der kritischen, korrosionsauslösenden Chloridkonzentration durch Bohrmehlentnahmen zu be-

stimmen. Ferner sollte z. B. durch Potentialfeldmessungen überprüft werden, ob bereits Bewehrungskorrosion (ggf. mit welcher Abtragsrate) vorliegt. Die Ergebnisse können in den Zuverlässigkeitsanalysen im Rahmen von Bayes'schen Updates in Stufe 3 berücksichtigt werden. Hierauf wird jedoch im Weiteren verzichtet.

Nach aktuellem Kenntnisstand in Stufe 2 ist das Bauteil entsprechend **Tabelle 9-42** den Beurteilungsklassen zuzuordnen.

Tabelle 9-42 Einstufung in Beurteilungsklassen (Beurteilungszeitpunkt)

Nr.	T	G	D	Umfang	Bemerkung
1	0	--	3	100 % Bauteil	

9.4.4 Betrachtungen zur Anwendung des Bewertungskonzeptes

In Beispiel 4 wurden insbesondere die Module:

- Ableitung wesentlicher Eigenschaften aus der Kenntnis über den Herstellungszeitpunkt und die zu diesem Zeitpunkt gültigen Entwurfsnormen (siehe Abschnitt 6.5),
- Differenzierte Betrachtung des Zielwertes des Zuverlässigkeitsindizes innerhalb Restnutzungsdauer nach Abschnitt 8.2.4,
- Modifikation veränderlichen Lasten in Abhängigkeit der geplanten Restlebensdauer nach Abschnitt 7.5,
- Ansatz der Modellsicherheiten nach Abschnitt 7.3 und
- Anwendung der konsistenten Lebensdauerprognose nach Abschnitt 7.1

vorge stellt. Insgesamt wurden die Stufen 1 bis 2 des zuverlässigkeitsorientierten Bewertungskonzept für bestehende Bauwerke aus Stahlbeton und Spannbeton zielgerichtet auf das Beispiel angewendet.

Aus dem Beispiel wird deutlich, dass mit der konsequenten Anwendung des zuverlässigkeitsorientierten Bewertungskonzeptes eine Beurteilung der Restlebensdauer auch unter Einfluss von Schädigungen möglich ist.

9.5 Zusammenfassung der Ergebnisse der Beispiele

In den hier dargestellten Beispielen konnte gezeigt werden, dass eine Anwendung des in Abschnitt 8 entwickelten, mehrstufigen Bewertungskonzeptes gegenüber der herkömmlichen Vorgehensweise auf Basis von Entwurfsnormen zu einer günstigeren und gleichzeitig zuverlässigeren Bewertung führt.

Das Konzept konnte verhältnismäßig einfach auf die objektspezifischen Randbedingungen übertragen und angewendet werden. Abschätzungen, z. B. zu Baustoffeigenschaften und baujahresbedingten Defiziten, konnten neben den direkt an der Konstruktion erhobenen Daten in die Bewertung integriert werden. Es konnte an den unterschiedlichen Beispielen aufgezeigt werden, dass durch den mehrstufigen Aufbau des Bewertungskonzeptes ggf. kostenintensive Zusatzuntersuchungen zuverlässigkeitsorientiert auf ein Minimum begrenzt werden können.

Insgesamt machen die Beispiele die vielfältigen Anwendungsmöglichkeiten des Bewertungskonzeptes deutlich.

10 Zusammenfassung und Ausblick

10.1 Zusammenfassung

Die Bewertung bestehender Bauwerke aus Stahlbeton und Spannbeton wird aufgrund der Altersstruktur des Bauwerksbestandes zunehmend bedeutsamer. Wesentliche Kriterien sind dabei die Aspekte der Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und der Dauerhaftigkeit. Gegenüber dem Neubau von Bauwerken besteht bei der Bewertung von Bauwerken im Bestand die Möglichkeit, Vorinformationen (z. B. hinsichtlich der Ausführungsqualität) zu integrieren.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde ein zuverlässigkeitsorientiertes Konzept vorgestellt, das die Berücksichtigung von Vorinformationen zur Bewertung von bestehenden Bauteilen und Bauwerken aus Stahlbeton und Spannbeton in einem mehrstufigen Aufbau ermöglicht. Ein wesentlicher Aspekt besteht darin, dass zunächst die in den Bestandsunterlagen verfügbaren Vorinformationen systematisch aufbereitet werden. Auf Basis dieser Informationen kann eine Bewertung der Konstruktion vor dem Hintergrund aktuell gültiger Entwurfsnormen in Stufe 1 durchgeführt und so Schwachstellen identifiziert werden. Diese Schwachstellen werden dann in Stufe 2 einer Zuverlässigkeitsanalyse unterzogen, wobei die hierfür notwendigen, jedoch aus den Bauwerksdokumenten nicht direkt verfügbaren Angaben aus anderweitigen Informationen abgeleitet werden. Erst in Stufe 3 werden gezielt Informationen am Bauwerk erhoben und zusammen mit den zuvor gewonnenen Erkenntnissen für eine Zuschärfung der Aussagegenauigkeit der Prognosen genutzt.

Für die Erarbeitung dieses Konzeptes war es notwendig, zunächst die üblichen Verfahren zur Feststellung des Istzustandes zu identifizieren und Defizite aktueller Vorgehensweisen zur Bewertung bestehender Bauwerke zu bestimmen (siehe Abschnitt 2).

Die zuverlässigkeitstheoretischen Grundlagen der Bewertung bestehender Bauwerke wurden in Abschnitt 3 zusammengestellt und Möglichkeiten zur Integration von Vorinformationen aufgezeigt.

In Abschnitt 4 wurden unterschiedliche, stochastische Modelle zur Beschreibung von Einwirkungs- und Widerstandsgrößen innerhalb von Grenzzustandsanalysen zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit zusammengestellt und Möglichkeiten zur Ableitung der für die Zuverlässigkeitsanalysen notwendigen Eingangswerte aus den normativ vorgegebenen, charakteristischen Werten erarbeitet.

Die Dauerhaftigkeit, die die Anforderungen hinsichtlich einer ausreichenden Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit auf eine bauwerksspezifisch definierte

Nutzungsdauer erweitert, wurde in Abschnitt 5 thematisiert. Die zusammengestellten Modelle zur carbonatisierungs- bzw. chloridinduzierten Bewehrungskorrosion und zum Frost- bzw. Frost-Tausalz-Angriff können sowohl im Rahmen der konsistenten Lebensdauerprognose in Kombination mit den Modellen zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit als auch als eigenständige Ersatzgrenzzustände ausgewertet werden.

In Abschnitt 6 wurden Möglichkeiten aufgezeigt, mit denen wesentliche Kenntnisse über ein bestehendes Bauwerk abgeleitet und insbesondere erforderliche Parameter für eine zuverlässigkeitsorientierte Bewertung auf Basis der in den Abschnitten 3 bis 5 beschriebenen Modelle abgeschätzt werden können.

Erweiterte Methoden zur Zustandsbewertung wurden in Abschnitt 7 entwickelt, die eine besondere Bedeutung innerhalb des hier verfolgten Bewertungskonzeptes einnehmen. Hierzu gehören:

- die konsistente Lebensdauerprognose (d. h. Verknüpfung zwischen klassischer Tragfähigkeitsbemessung und baustofflicher Degradationsprognose),
- die Möglichkeiten zur Integration der Vorinformationen in Zuverlässigkeitsanalysen,
- der Ansatz von Modellunsicherheiten in Abhängigkeit der Güte des Bemessungsmodells, des Kenntnisgrades hinsichtlich der verwendeten Baustoffeigenschaften und des baulichen Erhaltungszustandes des Tragwerkes,
- das Konzept der Globalmodellierung und räumlichen Modellierung,
- die Möglichkeiten zur genaueren Erfassung und zeitabhängigen Modifikation der Lasteinwirkungen und
- das Verfahren zur Abschätzung des Zuverlässigkeitsindizes in Abhängigkeit der Änderung des Auslastungsgrades.

In Abschnitt 8 wurden die im Rahmen dieser Arbeit erarbeiteten Ansätze und aufgezeigten Möglichkeiten miteinander vernetzt und in ein mehrstufiges, zuverlässigkeitsorientiertes Bewertungskonzept für bestehende Bauwerke aus Stahlbeton und Spannbeton integriert.

Die Anwendbarkeit und Leistungsfähigkeit dieses Bewertungskonzeptes wurde in Abschnitt 9 an unterschiedlichen, für bestehende Bauwerke typischen Beispielen aufgezeigt.

10.2 **Ausblick**

In der vorliegenden Arbeit wurde ein zuverlässigkeitsorientiertes Bewertungskonzept für bestehende Bauwerke aus Stahlbeton und Spannbeton formuliert und die eine Bewertung ermöglichenden Module erarbeitet und zusammengestellt. Die Anwendbarkeit und Leistungsfähigkeit des Bewertungskonzeptes wurde an mehreren Beispielen untersucht.

Bei der Entwicklung und Anwendung des Bewertungskonzeptes haben sich einige, offene Fragestellungen bzw. Entwicklungspotentiale offenbart. Diese sind:

- Einzuhaltendes Zuverlässigkeitsniveau bei bestehenden Bauwerken gegenüber Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit

Hintergrund: Es ist unstrittig, dass gegenüber dem Entwurf von Neubauwerken für die Bewertung bestehender Bauwerke nicht die gleichen Anforderungen an die Zuverlässigkeit gestellt werden müssen, da Unsicherheiten in der Umsetzung des Entwurfes in der Ausführung nicht mehr bestehen.

Obwohl in letzter Konsequenz die Verantwortung für ein bestehendes Bauwerk bei dem Eigentümer zu suchen ist, kann es als unrealistisch angesehen werden, bauseitige Vorgaben zu dem Zielzuverlässigkeitsniveau zu erwarten, da sich minimale Zuverlässigkeitsindizes bzw. maximale Versagenswahrscheinlichkeiten weitestgehend der menschlichen Vorstellungskraft entziehen und zu einem großen Teil auch aus dem Wertesystem einer Gesellschaft begründet sind. Daher sollten normativ Regelungen für verminderte Zuverlässigkeitsindizes für die Bewertung bestehender Bauwerke vorgesehen werden.

- Anzustrebendes Zuverlässigkeitsniveau bei der Instandsetzung und Verstärkung von bestehenden Bauwerken gegenüber Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit

Hintergrund: Wird das geforderte Zuverlässigkeitsniveau für ein bestehendes Bauwerk unterschritten, sind Maßnahmen zur Defizitbeseitigung notwendig. Wenn ein gegenüber dem Entwurf von Neubauwerken verminderter Zuverlässigkeitsindex als Bewertungsmaßstab angesetzt wurde, ist zu prüfen, welches Zuverlässigkeitsniveau bei Instandsetzung und Verstärkung anzustreben ist.

Da auch nach der Instandsetzung in der Regel eine Degradation am Bauwerk auftritt, ist es einerseits nicht zielführend, die Instandsetzung und Verstärkung lediglich so auszuführen, dass der Mindestwert eingehalten wird. Andererseits kann eine Anhebung auf den für Neubauwerke vorgesehenen Nennwert des Zuverlässigkeitsindizes mit erheblichen, wirtschaftlichen Aufwendungen verbunden sein.

Ergänzend zu den erforderlichen, normativen Regelungen für verminderte Zuverlässigkeitsindizes für die Bewertung bestehender Bauwerke sollte daher auch ein weiterer Wert für Instandsetzungen und Verstärkungen vorgegeben werden.

- **Bauwerksprüfung, Prüfintervall und Instandsetzung**
Hintergrund: Das Bewertungskonzept ermöglicht in der Stufe 2 und 3 eine zeitabhängige und ggf. auch räumliche Prognose der Zustandsentwicklung von Betonoberflächen. Aus diesen Analyseergebnissen kann der objektspezifische Bedarf hinsichtlich Intensität bzw. Intervall von künftigen Bauwerksprüfungen und notwendigen Instandsetzungen ermittelt werden. Diese Informationen sind notwendig, um z. B. mit einem Bauwerksmanagementsystem eine wirtschaftlich optimierte Unterhaltung zu ermöglichen. Das Bewertungskonzept kann dahingehend durch weitere Module erweitert werden.
- **Entwicklung von wirklichkeitsnahen Modellen zur Erfassung des Trag- und Gebrauchsverhalten von bestehenden Bauwerken**
Hintergrund: Das Bewertungskonzept baut auf den normativ vorgesehenen Ansätzen zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit und der Kenntnis über die stochastische Verteilung der Modellparameter bzw. über die Modellunsicherheit auf. Bei den Betrachtungen zur bauzeitspezifischen Defizienten in Abschnitt 6 wurde deutlich, dass durch Normenänderungen bestehende Bauwerke gegenüber aktuellen Ansätzen deutliche Defizite aufweisen. Diese Defizite treten teilweise in dieser Deutlichkeit jedoch lediglich rechnerisch auf, da durch aktuelle, normative Ansätze das wirkliche Trag- und Gebrauchsverhalten nur unzureichend erfasst wird (siehe z. B. Querkrafttragfähigkeit, Abschnitt 6.2.3). Bestehende Unzulänglichkeiten in normativen Ansätzen können im Rahmen probabilistischer Auswertungen allein nicht ausgeglichen werden. Hinsichtlich der Entwicklung von wirklichkeitsnahen Modellen zur Erfassung des Trag- und Gebrauchsverhalten von bestehenden Bauwerken besteht daher Forschungsbedarf.

Abschließend kann festgestellt werden, dass das entwickelte, zuverlässigkeitsbasierte Bewertungskonzept eine grundlegende Vorgehensweise für den Bewertungsablauf vorgibt. Die Entwicklung der einzelnen in dieser Arbeit konfigurierten Module, die in den Bewertungsablauf eingebunden sind, ist jedoch keinesfalls als abgeschlossen zu betrachten, da mit zunehmender Auseinandersetzung mit bestehenden Bauwerken die Datenbasis z. B. hinsichtlich wesentlicher Merkmale, Defizite und Tragverhalten anwächst und Weiterentwicklungen der einzelnen Module möglich werden.

Literatur

- [ARGEBAU 2002] Bauministerkonferenz (ARGEBAU): Musterbauordnung. Fassung 2002 mit Änderungen von 2008
- [ARGEBAU 2006] Bauministerkonferenz (ARGEBAU): Hinweise für die Überprüfung der Standsicherheit von baulichen Anlagen durch den Eigentümer / Verfügungsberechtigten. Fassung 2006
- [ARGEBAU 2008] Bauministerkonferenz (ARGEBAU): Hinweise und Beispiele zum Vorgehen beim Nachweis der Standsicherheit beim Bauen im Bestand. Fassung 2008
- [ASTRA 2006] Bundesamt für Strassen ASTRA: Überprüfung bestehender Straßenbrücken mit aktualisierten Strassenlasten. Bern : BBL Verkauf, 2006
- [BAM 2007] Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM): ZfpBau - Kompendium: Verfahren der zerstörungsfreien Prüfung im Bauwesen. URL http://www.bam.de/microsites/zfp_kompendium/home.html. – Aktualisierungsdatum: 2007-05
- [Bargmann 2008] Bargmann, H.: Historische Bautabellen : Normen und Konstruktionshinweise 1870 bis 1960. 4. Aufl. Neuwied : Werner, 2008
- [Bauer 2010] Bauer, T. ; Müller, M. ; Patz, R. ; Wilhelm, T. ; Schwarz, J. ; Tue, N. V.: Stochastische Abschätzung der Versagenswahrscheinlichkeit von Spannbetontragwerken infolge Spannungsrissskorrosion unter Berücksichtigung versch. Schädigungsverteilungen. In: Bautechnik 87 (2010), Nr. 7, S. 389-396
- [BAW 2004] Bundesanstalt für Wasserbau (BAW): Frostprüfung von Beton : Merkblatt. Karlsruhe : Eigenverlag, 2004
- [BAW 2010] Bundesanstalt für Wasserbau (BAW): Merkblatt Schadensklassifizierung an Verkehrswasserbauwerken : Merkblatt. Karlsruhe : Eigenverlag, 2010
- [Benning 2010] Benning, H.-H.: Bestand, Zustand und Tragfähigkeit der Brücken im Straßennetz. Vortrag (VSVI Seminar). Braunschweig: 03.03.2010
- [Bergmeister 2008] Bergmeister, K.: Ertüchtigung im Bestand. Verstärkung mit Kohlenstofffasern. In: Bergmeister, K. ; Fingerloos, F. ; Wörner, J.-D.: Beton-Kalender 2009 : Konstruktiver Hochbau, Aktuelle Massivbaunormen. Berlin : Ernst & Sohn, 2008
- [Beyer 1967] Beyer, E. ; Thul, H.: Hochstraßen : Planung, Ausführung, Beispiele. 2. Aufl. Düsseldorf : Beton-Verlag, 1967

- [Bierbrauer 2008] Bierbrauer, K.: Ein Beitrag zur Bestimmung der Biegetragfähigkeit bestehender Stahlbetonbauteile. Diss. Univ. der Bundeswehr München, 2008. München : Eigenverlag, 2008
- [Braml 2010] Braml, T.: Zur Beurteilung der Zuverlässigkeit von Massivbrücken auf der Grundlage der Ergebnisse von Überprüfungen am Bauwerk. Diss. Univ. der Bundeswehr München, 2010. München : Eigenverlag, 2010
- [Breit 1997] Breit, W.: Untersuchungen zum kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt für Stahl in Beton. Diss. RWTH Aachen, 1997. Aachen : Augustinus-Buchhandlung, 1997 (Aachener Beiträge zur Bauforschung 8)
- [Breitenstein 1996] Breitenstein, J.: Veränderung der Streuintensität in Deutschland. In: Straße und Autobahn (1996), Nr. 2
- [Buba 2002] Buba, R. ; Zilch, K.: Probabilistic Investigation of Fatigue and Service Life of Existing Bridges. In: IABSE Symp. Report (2002), Nr. 10, S. 98-107
- [Budelmann 2010] Budelmann, H. ; Empelmann, M. ; Heumann, G. ; Stark, T.: Verbundforschungsvorhaben "Nachhaltig Bauen mit Beton": Teilprojekt D "Lebensdauermanagement". Abschlussbericht zu den Arbeitspaketen AP 1.3 (Monitoring) und AP 2 (Instandsetzung). Braunschweig : Eigenverlag, 2010
- [Budelmann 2011] Budelmann, H.; Holst, A.; Proske, D. (eds.): Proceedings of the 9th International Probabilistic Workshop : 17th - 18th November 2011, Braunschweig. Braunschweig : Eigenverlag, 2011
- [BDZ 2010] Bundesverband der Deutschen Zementindustrie e.V. (BDZ): Zahlen und Daten. Berlin : Eigenverlag, 2010
- [Bertolini 2003] Bertolini, L. ; Elsener, B. ; Pedferri, P. ; Polder, R. B.: Corrosion of Steel in Concrete : Prevention, Diagnosis, Repair : Wiley-VCH, 2003
- [Bunte 1993] Bunte, D.: Zum karbonatisierungsbedingten Verlust der Dauerhaftigkeit von Außenbauteilen aus Stahlbeton. Diss. TU Braunschweig, 1993. Berlin : Beuth, 1993 (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) 436)
- [Busse 2010] Busse, D.: Beurteilung der Zuverlässigkeit bestehender Brückenbauwerke in Stahlbeton- und Spannbetonbauweise hinsichtlich Querkraftbeanspruchung. Diplomarbeit TU Braunschweig. Braunschweig : Eigenverlag, 2010
- [BMVBS 1963] Bundesministerium für Verkehr, B. u. S.: Allgemeiner Runderlaß Straßenbau Nr. 12/63 : Sachgebiet 5: Brückenbau, 1963
- [BMVBS 2004] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS, Abteilung Wasserstraßen Schifffahrt): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen - Wasserbau (ZTV-W). Hamburg, : Eigenverlag, 2004

-
- [BMVBS 2004] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS): Leitfaden Objektbezogene Schadensanalyse (OSA). Berlin : Eigenverlag, 2004
- [BMVBS 2007] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS): Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 (RI-EBW-PRÜF). Berlin : Eigenverlag, 2007
- [BMVBS 2007b] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS): Straßenbaubericht 2007. Berlin : Eigenverlag, 2007
- [BMVBS 2011] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS): Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden, 2011
- [Caspéele 2010] Caspéele, R. ; Taerwe, L.: Influence of Prior Information on the Assessment of Concrete Strength from a limited number of Samples. In: International Association for Bridge and Structural Engineering (Hrsg.): Joint IABSE-fib Conference : Codes in Structural Engineering. Developments and Needs for International Practice. Dubrovnik, Croatia, 2010, S. 1201–1208
- [CEB 1976] Comité Euro-International du Béton (1976): Internationales System einheitlicher technischer Baubestimmungen. Einheitliche Regeln für verschiedene Bauarten und Baustoffe. 3. Entwurf. Paris (Bulletin D'Information 116-D).
- [Clasen-Schulz 2007] Clasen-Schulz, C.: Untersuchungen zur Kosten-Nutzen-Optimierung bei der Planung von Instandsetzungsmaßnahmen an Stahlbetonbauwerken. Diplomarbeit TU Braunschweig. Braunschweig : Eigenverlag, 2007
- [Colditz 2011] Colditz, B.: Aktuelles zu Brückenbau und Brückenerhaltung im Bundesfernstraßennetz. In: Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung. Expertengespräch 2011. Bonn : Eigenverlag, 2011
- [Concrete Society 1976] Concrete Society (Hrsg.): Concrete core testing for strength. London : Eigenverlag, 1976 (Technical Report 11)
- [Curbach 2005] Curbach, M. ; Loos, S. ; Proske, D.: Anpassungsfaktoren für das Lastmodell 1 des DIN-Fachberichtes 101 für gewichtsbeschränkt beschichtete Straßenbrücken. In: Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005), Nr. 7, S. 590–598

- [DAfStb 1991] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formveränderungen von Stahlbetontragwerken nach DIN 1045, Ausgabe Juli 1988. 3. Aufl. Berlin : Beuth, 1991 (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) 240)
- [DAfStb 1996] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) ; König, G.: Schadensablauf bei Korrosion der Spannbewehrung. Berlin : Beuth, 1996
- [DAfStb 2000] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): DAfStb-Richtlinie : Belastungsversuche an Betonbauwerken. Berlin, 2000-09
- [DAfStb 2007] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Schlussberichte zur ersten Phase des DAfStb/BMBF-Verbundforschungsvorhabens "Nachhaltig Bauen mit Beton". Berlin : Beuth, 2007 (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) 572)
- [DAfStb 2008] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Positionspapier des DAfStb zur Umsetzung des Konzeptes von leistungsbezogenen Entwurfsverfahren unter Berücksichtigung von DIN EN 206-1 (Anhang J). 20.05.2008 (NA 005-07-02 AA N 716)
- [DAfStb 2010b] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Bericht zum Verbundforschungsvorhaben "Übertragbarkeit von Frost-Laborprüfungen auf Praxisverhältnisse". Berlin : Beuth, 2010 (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) 577)
- [DAfStb 2010c] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Erläuterungen zu DIN 1045-1. 2. Aufl. Berlin : Beuth, 2010 (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) 525)
- [DAfStb 2011] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Schlussberichte zur zweiten Phase des DAfStb/BMBF-Verbundforschungsvorhabens "Nachhaltig Bauen mit Beton" : Teilprojekt D "Lebensdauermanagement". Berlin : Beuth, 2011 (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) 586)
- [DB RiL 805:2002] DB Netz AG: Richtlinie 805: Tragsicherheit bestehender Brückenbauwerke. Frankfurt am Main : Eigenverlag, 2002
- [DB RiL 805:2008] DB Netz AG: Richtlinie 805: Tragsicherheit bestehender Brückenbauwerke. Frankfurt am Main : Eigenverlag, 2008
- [DBV 1972] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V.: Beispiele zur Bemessung nach DIN 1045 : Sammelband Heft 1 bis 4. 2. Aufl. Wiesbaden : Bauverlag, 1972

-
- [DBV 2007] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V.: DBV-Merkblatt :
Bauwerksbuch - Empfehlungen zur Sicherheit und Unterhaltung von Gebäuden,
2007-06
- [DBV 2008] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V.: DBV-Merkblatt :
Bauen im Bestand (Beton und Betonstahl), 2008-01
- [DIN 1045:1988] NORM DIN 1045:1988-07. Beton- und Stahlbetonbau -
Bemessung und Ausführung
- [DIN 1045-1:2008] NORM DIN 1045-1:2008-08. Tragwerke Beton, Stahlbeton
und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion
- [DIN 1045-2:2008] NORM 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 1048:1991] NORM DIN 1048:1991. Prüfverfahren für Beton
- [DIN 1055-1:2002] NORM DIN 1055-1:2002-06. Einwirkungen auf Tragwerke -
Teil 1: Wichten und Flächenlasten von Baustoffen, Bauteilen und Lagerstoffen
- [DIN 1055-3:2006] NORM DIN 1055-3:2006-03. Einwirkungen auf Tragwerke -
Teil 3: Eigen- und Nutzlasten für Hochbauten
- [DIN 1055-100:2001] NORM DIN 1055-100:2001-03. Einwirkungen auf Trag-
werke - Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung - Sicherheitskonzept und
Bemessungsregeln
- [DIN 1072:1967] NORM DIN 1072:1967-11. Straßen- u. Wegbrücken: Lastannah.
- [DIN 1072:1985] NORM DIN 1072:1985-05. Straßen- u. Wegbrücken: Lastannah.
- [DIN 1075:1981] NORM DIN 1075:1981-04. Betonbrücken: Bemessung und Aus-
führung
- [DIN 1076:1998] NORM DIN 1076:1998-03. Ingenieurbauwerke im Zuge von
Straßen und Wegen: Überwachung und Prüfung
- [DIN 4227-1:1988] NORM DIN 4227-1:1988-07. Spannbeton - Bauteile aus
Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung
- [DIN EN 1504-9:2008] NORM DIN EN 1504-9:2008-11. Produkte und Systeme
für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken - Teil 9: Allgemeine
Grundsätze für die Anwendung von Produkten und Systemen
- [DIN EN 1990:2002] NORM DIN EN 1990:2002-10. Eurocode: Grundlagen der
Tragwerksplanung
- [DIN EN 1991-1-1:2010] NORM DIN EN 1991-1-1:2010-12. Einwirkungen auf
Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke

- [DIN EN 1991-2:2010] NORM DIN EN 1991-2:2010-12. Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken
- [DIN EN 1992-1-1:2011] NORM DIN EN 1992-1-1:2011-01. Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- [DIN EN 1992-2:2010] NORM DIN EN 1992-2:2010-12. Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken, Bemessungs- und Konstruktionsregeln
- [DIN-Fachbericht 101:2009] NORM DIN-Fachbericht 101:2009-03. Einwirkungen auf Brücken
- [DIN-Fachbericht 102:2009] NORM DIN-Fachbericht 102:2009-03. Betonbrücken
- [DuraCrete 1998] DuraCrete: Probabilistic Performance Based Durability Design of Concrete Structures : Modelling of Degradation. Dokument BE95-1347/R4-5 : Eigenverlag, 1998
- [DuraCrete 1999] DuraCrete: Probabilistic Performance Based Durability Design of Concrete Structures : Modells for Environmental Actions on Concrete Structures. Dokument BE95-1347/R3 : Eigenverlag, 1999
- [DuraCrete 2000] DuraCrete: Probabilistic Performance Based Durability Design of Concrete Structures : Final Technical Report. Dokument BE95-1347/R17 : Eigenverlag, 2000
- [DuraCrete 2000b] DuraCrete: Probabilistic Performance Based Durability Design of Concrete Structures : Statistical Quantification of the Variables in the Limit State Functions. Dokument BE95-1347/R9 : Eigenverlag, 2000
- [DuraCrete 2000c] DuraCrete: Probabilistic Performance Based Durability Design of Concrete Structures : Probabilistic Calculations. Dokument BE95-1347/R12-13 : Eigenverlag, 2000
- [EBA 2009] Eisenbahn Bundesamt: Empfehlungen zur Abschätzung des Gefährdungspotentials von vorgespannten Eisenbahnüberführungen, die mit vergütetem Spannstahl erstellt wurden. München : Eigenverlag, 2009
- [Eckfeldt 2005] Eckfeldt, L.: Möglichkeiten und Grenzen der Berechnung von Rissbreiten in veränderlichen Verbundsituationen. Diss. TU Dresden. Dresden : Eigenverlag, 2005
- [Ehrenberg 1997] Ehrenberg, A. ; Geiseler, J.: Ökologische Eigenschaften von Hochofenzement: Energiebedarf, CO₂-Emission und Treibhauseffekt. In: Beton-Informationen (1997), Nr. 37, S. 51–63

- [Eichinger 2001] Eichinger, E. ; Diem, J. ; Kollegger, J. ; Winter, E.: Zustand von Spanngliedern in Strassenbrücken. In: Beton- und Stahlbetonbau 96 (2001), Nr. 12, S. 749–758
- [Empa 2006] Empa (Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt) ; Leemann, A. ; Hoffmann, C. ; Malioka, V. ; Faber, M. H.: Streuung der Beton-eigenschaften in Bauwerken : Forschungsauftrag AGB2002/027. Dübendorf : Eigenverlag, 2006
- [Empelmann 1995] Empelmann, M.: Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stabtragwerken aus Konstruktionsbeton unter besonderer Berücksichtigung von Betriebsbeanspruchung. Diss. RWTH Aachen : Eigenverlag, 1995 (Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen 2)
- [Empelmann 2008] Empelmann, M. ; Henke, V. ; Heumann, G. ; Wichers, M.: Aspects of Sustainability of Repair-Systems for Concrete Structures. In: Biondini, F.; Frangopol, D. M. (Hrsg.): Life-Cycle Civil Engineering : Proceedings of the first International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering. IALCCE '08, Held in Varenna, Lake Como, Italien : Taylor & Francis Ltd, 2008, S. 531-534
- [Empelmann 2008b] Empelmann, M. ; Henke, V. ; Heumann, G. ; Wichers, M.: New Aspects in Durability Bridge Design. In: Walraven, J. C.; Stoeilhorst, D. (Hrsg.): International FIB Symposium : Tailor Made Concrete Structures. Leiden : CRC Press; Taylor & Francis Ltd, 2008, S. 47–52
- [Empelmann 2008c] Empelmann, M. ; Henke, V. ; Heumann, G. ; Wichers, M.: New Aspects on Bridge Design for Durability. In: Biondini, F.; Frangopol, D. M. (Hrsg.): Life-Cycle Civil Engineering : Proceedings of the first International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering. IALCCE '08, Held in Varenna, Lake Como, Italien : Taylor & Francis Ltd, 2008, S. 323–327
- [Empelmann 2009] Empelmann, M. ; Heumann, G.: Bewertung der Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauwerken bei Rissbildung unter dynamischer Beanspruchung. In: Verein Deutscher Ingenieure (VDI) (Hrsg.): 3. VDI-Fachtagung Baudynamik : Tagung Kassel, 14. und 15. Mai 2009. Düsseldorf : VDI-Verlag, 2009 (VDI-Berichte, 2063), S. 613–626
- [Empelmann 2009b] Empelmann, M. ; Heumann, G.: Integrierende Entwurfs- und Bewertungsmethoden für Uferbefestigungen aus Beton und Stahlbeton. In: Hafentechnische Gesellschaft e. V. (Hrsg.): HTG-Kongress 2009 : Tagung Lübeck, 9. bis 12. September 2009. Hamburg: Seehafen Verlag, 2009, S. 338–345

- [Empelmann 2009c] Empelmann, M. ; Heumann, G.: Qualitätsmerkmale lebensdauerorient. Brückenbauwerke. In: Bauingenieur 84 (2009), Nr. 10, S. 438–449
- [Empelmann 2009d] Empelmann, M. ; Heumann, G. ; Juhl, K.: Bewertung und Optimierung der Dauerhaftigkeit von Parkhäusern in Stahlbetonbauweise. Braunschweig, 2009 (interner Forschungsbericht IR 5-2009)
- [Empelmann 2011] Empelmann, M. ; Heumann, G. ; Unger, C.: Sustainable bridges – new design aspects with regard to durability. In: Šrůma, V. (Hrsg.): Concrete Engineering for Excellence and Efficiency : Fib Symposium Prague 2011. Prag : Czech Concrete Society, 2011, S. 983–986
- [Fagerlund 2004] Fagerlund, G.: A Service Life Model for internal Frost Damage in Concrete. Lund, 2004
- [FIB MCSL 2006] Federation Internationale du Beton (fib): Model code for service life design. Lausanne, 2006 (fib bulletin 34)
- [FIB MC 2010a] International Federation for Structural Concrete: Model Code 2010: Volume 1. First complete draft. Lausanne : International Federation for Structural Concrete, 2010 (fib bulletin 55)
- [FIB MC 2010b] International Federation for Structural Concrete: Model Code 2010: Volume 2. First complete draft. Lausanne : International Federation for Structural Concrete, 2010 (fib bulletin 56)
- [FIB 2011] International Federation for Structural Concrete: Condition control and assessment of reinforced concrete structures : Exposed to corrosive environments (carbonation/chlorides). state-of-art report. Lausanne : International Federation for Structural Concrete, 2011 (fib bulletin 59)
- [Fingerloos 2008] Fingerloos, F.; Grünberg, J.: Die Parkhauslasten in DIN 1055-3. Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008), Heft 3, S 154-162
- [Fingerloos 2009] Fingerloos, F.: Historische technische Regelwerke für den Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau : Bemessung und Ausführung. Berlin : Ernst & Sohn, 2009
- [Fischer 2001] Fischer, L.: Das neue Sicherheitskonzept im Bauwesen : Ein Leitfaden für Bauing., Architekten und Studenten. Sonderheft. In: Bautechnik (2001)
- [Fischer 2010] Fischer, A. M.: Bestimmung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte zur semiprobabilistischen Bemessung von Stahlbetonkonstruktionen im Bestand. Diss. Univ. Kaiserslautern. Kaiserslautern : Eigenverlag, 2010
- [Fischer 2012] Fischer ; C.: Auswirk. der Bewehrungskorrosion auf den Verbund zwischen Stahl und Beton. Diss. Univ. Stuttgart. Stuttgart : Eigenverlag, 2012

- [Franz 1964] Franz, G.: Konstruktionslehre des Stahlbetons : Grundlagen und Bauelemente. Berlin : Springer Verlag, 1964
- [Freimann 2006] Freimann, T. ; Müller, M.: Anforderungen an die Betontechnik und konstruktive Ausbildung von Schwimmbecken aus WU-Beton. In: Beton- und Stahlbetonbau 101 (2006), Nr. 11, S. 842-857
- [Freundt 2011] Freundt, U. ; Böning, S.: Verkehrslastmodelle für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand. Bremerhaven : Wirtschaftsverl. NW, Verl. für neue Wiss., 2011
- [Gehlen 2001] Gehlen, C.: Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken : Zuverlässigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion : Beuth, 2001 (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) 510)
- [Gehlen 2011] Gehlen, C. ; Mayer, T. ; Greve-Dierfeld, S.: Lebensdauerbemessung. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): Beton-Kalender 2011 : Schwerpunkte: Kraftwerke, Faserbeton. Berlin : Ernst & Sohn, 2011
- [Graubner 2005] Graubner, C.-A. ; Glowienka, S.: Zuverlässigkeit von Stahlbetondruckgliedern unter Berücksichtigung des Teilsicherheitsbeiwertes auf der Einwirkungsseite. Abschlussbericht. Stuttgart : Fraunhofer IRB Verlag, 2005
- [Grünberg 2004] Grünberg, J.: Grundlagen der Tragwerksplanung : Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln für den konstruktiven Ingenieurbau. Erläuterungen zu DIN 1055-100. Berlin : Beuth, 2004
- [Grübl 2001] Grübl, P. ; Weigler, H. ; Karl, S.: Beton : Arten, Herstellung und Eigenschaften : Ernst, Wilhelm & Sohn, 2001
- [Grube 1990] Grube, H. ; Kern, E. ; Quitmann, H.-D.: Instandhaltung von Betonbau.. In: Franz, G. (Hrsg.): Beton-Kalender 1990. Berlin : Ernst & Sohn, 1990
- [GruSiBau 1981] DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen. Berlin : Beuth, 1981
- [Hansen 2003] Hansen, M.: Zur Auswirkung von Überwachungsmaßnahmen auf die Zuverlässigkeit von Betonbauteilen. Diss. Univ. Hannover, 2003. Stuttgart : Fraunhofer-IRB-Verl., 2004 (Berichte des Instituts für Massivbau 2)
- [Harnisch 2012] Harnisch ; Jörg: Zum zeitabhängigen Verhalten elektrochemischer und morphologischer Kenngrößen bei der chloridinduzierten Korrosion von Stahl in Beton. Diss. RWTH Aachen. Aachen : Eigenverlag, 2012

- [Hausmann 2007] Hausmann, G.: Verformungsvorhersage vorgespannter Flachdecken unter Berücksichtigung der stochastischen Eigenschaften. Diss. TU Darmstadt, 2007. Darmstadt: Eigenverlag, 2007
- [Henke 1982] Henke, V.: Zusammenstellung und Anwendung Bayes'scher Verfahren bei der Stichprobenbeurteilung. Braunschweig: Eigenverlag, 1982 (Hefte des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig 51)
- [Hergenröder 1992] Hergenröder, M.: Zur statischen Instandhaltungsplanung für bestehende Betonbauwerke bei Carbonatisierung des Betons und möglicher Korrosion der Bewehrung. Diss. TU München. Eigenverlag : München, 1992
- [Heumann 2009] Heumann, G. ; Empelmann, M.: Entscheidungssystematik für Monitoringkonzepte : Basis einer verbreiteten Anwendung von dauerhaftigkeitsorientiertem Monitoring für Stahlbeton- und Spanbetonbauwerke. In: Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung e.V. (Hrsg.): Jahrestagung 2009 : Tagung Münster, 18. bis 20. Mai 2009. Berlin : Eigenverlag, 2009 (Berichtsband Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung e.V.), S. 434–441
- [Heumann 2009b] Heumann, G. ; Empelmann, M.: Lebensdauerbemessung – Ansätze für die Errichtung lebensdauerorientierter Brückenbauwerke und deren Bewertung. In: VSVI Niedersachsen e. V. (Hrsg.): Brücken- und Ingenieurbau. Braunschweig : Eigenverlag, 2009, S. 3.1-3.10
- [Heumann 2009c] Heumann, G. ; Empelmann, M.: Lebensdauerbemessung von Betonböden. In: BetonMarketing Nord (Hrsg.): Betonbodenfachtagung 2009. Hannover : Eigenverlag, 2009, S. 73–84
- [Heumann 2010] Heumann, G. ; Empelmann, M.: New Aspects of Life-Cycle Design of Reinforced Concrete Structures. In: International Association for Bridge and Structural Engineering (Hrsg.): Joint IABSE-fib Conference : Codes in Structural Engineering. Developments and Needs for International Practice. Dubrovnik, Croatia, 2010, S. 537–544
- [Heumann 2010b] Heumann, G.: Risikoorientierte Bewertungskonzepte für bestehende Bauwerke aus Stahlbeton und Spannbeton. In: 51. Forschungskolloquium und Doktorandensymposium 2010. Tagung vom 11.11. bis 12.11.2010. Kaiserslautern : Eigenverlag, 2010, S. 313–324
- [Heumann 2012] Zustandsprognose von Massivbrücken auf Basis von am Bauwerk gewonnenen Kenngrößen In: IQPC (Hrsg.): 2. Jahreskonferenz Brücken D-A-CH. Berlin : Eigenverlag, 2012

-
- [Holst 2007] Holst, A.: Korrosionsmonitoring und Bruchortung vorgespannter Zugglieder in Bauwerken. Diss. TU Braunschweig, 2007. Braunschweig : Eigenverlag, 2007 (Hefte des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig 197)
- [Hosser 1978] Hosser, D.: Tragfähigkeit und Zuverlässigkeit von Stahlbetondruckgliedern : Vereinfachte Nachweise bei beliebigen Einwirkungen und Randbedingungen. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben: Sicherheitskonzept zum Traglastnachweis hoher Pfeiler. Stuttgart, 1978 (Forschungsbericht / Informationsverbundzentrum Raum und Bau 322)
- [Hosser 2006] Hosser, D. ; Klinzmann, C. ; Schnetgöke, R.: Zuverlässigkeitsorientierte Bewertung des Ermüdungsversagens von Spannbetonbrücken. In: Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig (Hrsg.): Kurzberichte aus der Forschung 2004-2006. Braunschweig : Eigenverlag, 2006
- [Hunkeler 2002] Hunkeler, F. ; Ungricht, H. ; Merz, C.: Vergleichende Untersuchungen zum Chloridwiderstand von Beton. Wildegge : Eigenverlag, 2002
- [Hunkeler 2005] Hunkeler, F. ; Matt, P.: Spannglieder, Schrägseile und Anker: Beschreibung der Systeme und Erkenntnisse aus Korrosionsschäden. Wildegge : Eigenverlag, 2005
- [ibac 2010] Institut für Bauforschung (ibac): Modellierung Bewehrungskorrosion (DFG FOR 537) : 40. Aachener Baustofftag. Aachen : Eigenverlag, 2010
- [INCA2 2011] Pfeiffer, U.: Interactive Nonlinear Cross-Section Analysis Biaxial : Programm zur interaktiven Berechnung von Massivbau-Querschnitten. Hamburg: TU Hamburg-Harburg, 2011
- [JCSS 2000] Joint Committee on Structural Safety (JCSS): Probabilistic Model Code : Teile 1 - 3, 2000/2001
- [JCSS 2001] Joint Committee on Structural Safety (JCSS); Diamantidis, D. (Mitarb.): Probabilistic assessment of existing structures. Cachan : RILEM Publications, 2001
- [Juhl 2008] Juhl, K.: Bewertung und Optimierung der Dauerhaftigkeit von Parkhäusern in Stahlbeton- und Spannbetonbauweise. Diplomarbeit TU Braunschweig. Braunschweig : Eigenverlag, 2008
- [Jungwirth 1986] Jungwirth, D. ; Beyer, E. ; Grübl, P.: Dauerhafte Betonbauwerke: Substanzerhaltung und Schadensvermeidung in Forschung und Praxis. Düsseldorf : Beton-Verlag, 1986

- [Kapteina 2013] Kapteina, G.: Modell zur Beschreibung des Eindringens von Chlorid in Beton von Verkehrsbauten : Beuth, 2013 (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) 607)
- [Kaschner 2009] Kaschner, R. ; Buschmeyer, W. ; Schnellenbach-Held, M.: Auswirkungen des Schwerlastverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen : Teile 1 - 4 : Wirtschaftsverlag, 2009
- [Kaschner 2011] Kaschner, R. ; Tauscher, F. ; Friedrich, H. ; Mayer, T.: Anpassung von DIN-Fachberichten "Brücken" an Eurocodes. Bergisch Gladbach : Wirtschaftsverlag, 2011
- [Kersten 1947] Kersten, C.: Der Stahlbetonbau : II. Teil. 16. Aufl. Berlin : Ernst & Sohn, 1947
- [Klinzmann 2008] Klinzmann, C.: Methodik zur computergestützten, probabilistischen Bauwerksbewertung unter Einbeziehung von Bauwerksmonitoring. Diss. TU Braunschweig, 2008. Braunschweig : Eigenverlag, 2008 (Hefte des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig 203)
- [Koch 1965] Koch, W.: Brückenbau : Teil 2 Massivbrücken. 2. Aufl. Düsseldorf : Werner Verlag, 1965
- [König 1986] König, G. ; Maurer, R. ; Zichner, T.: Spannbeton Bewehrung im Brückenbau : Analyse von Bauwerksdaten, Schäden und Erhaltungskosten. Berlin : Springer, 1986
- [König 2001] König, G. ; Heunisch, M. ; Liphardt, S.: Ermittlung des Eingreifzeitpunktes für Erhaltungsmaßnahmen an Brücken- und Ingenieurbauwerken. Dolument FE 15.319/1999/HRB. Leipzig : Eigenverlag, 2001
- [Kordina 1969] Kordina, K.: Brückenbau Beispiele : Vorlesungsunterlagen Lehrstuhl für Stahlbeton- und Massivbau der TU Braunschweig. Braunschweig : Eigenverlag, 1969
- [Lay 2007] Lay, S.: Abschätzung der Wahrscheinlichkeit tausalzinduzierter Bewehrungskorrosion : Baustein eines Systems zum Lebenszyklusmanagement von Stahlbetonbauwerken : Beuth, 2007 (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) 568)
- [Leonhardt 1955] Leonhardt, F.: Spannbeton für die Praxis. Berlin : Ernst & Sohn, 1955

-
- [LIFECON 2003] LIFECON: Life Cycle Management of Concrete Infrastructures for Improved Sustainability : Service Life Models. Dokument D 3.2 : Eigenverlag, 2003
- [LIFECON 2004] LIFECON: Life Cycle Management of Concrete Infrastructures for Improved Sustainability : Reliability based methodology for lifetime management of structures. Dokument D 2.1: Eigenverlag, 2004
- [Life-365 2010] Life-365 Consortium: Service Life Prediction Model: Life-365. Glenview : Eigenverlag, 2010
- [Lingemann 2010] Lingemann, J.: Zum Ankündigungsverhalten von älteren Brückenbauwerken bei Spannstahlausfällen infolge von Spannungsrissskorrosion. Diss. TU München, 2010
- [Lohaus 2010] Lohaus, L. ; Petersen, L. ; Griese, R. ; Steffen, A.: Beton im Kraftwerksbau. In: Bergmeister, K. ; Fingerloos, F. ; Wörner, J.-D. (Hrsg.): Beton-Kalender 2011 : Schwerpunkte: Kraftwerke, Faserbeton. Berlin : Ernst & Sohn, 2010
- [Lohaus 2011] Lohaus, L. ; Wefer, M. ; Oneschkow, N.: Ermüdungsbemessungsmodelle für normal-, hoch- und ultrahochfeste Betone. Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011), Heft 12, S 836-846
- [Malioka 2009] Malioka, V.: Condition Indicators for the Assessment of Local and Spatial Deterioration of Concrete Structures. Diss. ETH Zürich, 2009. Zürich : Eigenverlag, 2009
- [Maurer 2010] Maurer, R. ; Dreier, F. ; Machoczek, D. ; Heeke, G.: Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit von einbetoniertem Betonstahl mit dem Interaktiven Verfahren. Stuttgart : Fraunhofer-IRB-Verl, 2010
- [Maurer 2011] Maurer, R. ; Zilch, K. ; Dunkelberg, D. ; Fitik, B. ; Kiziltan H.: Untersuchungen zur Querkraftbemessung von Spannbetonbalken mit girlandenförmiger Spanngliedführung. Bremerhaven : Wirtschaftsverl. NW, Verl. für neue Wiss., 2011
- [Maurer 2012] Maurer, R. ; Heeke, G. ; Kiziltan, H. ; Kolodziejczyk, A. ; Zilch, K. Dunkelberg, D. ; Fitik, B.: Nachrechnung von Betonbrücken zur Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke. Bremerhaven : Wirtschaftsverl. NW Verl. für neue Wiss, 2012
- [Melchers 1999] Melchers, R. E.: Structural Reliability Analysis and Prediction. Brisbane : John Wiley and Sons Ltd, 1999

- [Mitzel 1981] Mitzel, A.; Stachurski, W.; Suwalski, J.: Schäden an Beton- und Mauerwerkskonstruktionen. Köln-Braunsfeld : Müller Verlag, 1981.
- [Müller 2002] Müller, H. ; Günter, M.: Untersuchung und Instandsetzung von Massivbauten. In: Bautenschutz und Bausanierung, 2002.
- [Müller 2011] Müller, H. S. ; Vogel, M. ; Neumann, T.: Quantifizierung der Lebensdauer von Betonbrücken mit den Methoden der Systemanalyse. Bremerhaven : Wirtschaftsverl. NW, Verl. für neue Wiss., 2011
- [NRR 2011] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Richtlinie für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Ausgabe 05/2011 mit Einführungsvermerk vom 26.05.2011 des BMVBS. Bonn: Eigenverlag, 2011
- [NRR K 2012] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Erfahrungssammlung zur Richtlinie für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Ausgabe 05/2011. Stand: 09/2012. Bonn: Eigenverlag, 2012
- [Nicolay 1992] Nicolay, J. ; Dornauer, H.: Prüfverfahren im Vergleich : Prüfeinflüsse bei der Bestimmung der Betondruckfestigkeit. In: Beton, 7/1992, S. 384–387
- [NLStBV 2008] Niedersächsische Landesbehörde für Straßenbau und Verkehr: Vorgaben für die Nachrechnung an Brückenbauwerken bei Überfahrten von Schwertransporten im Alleingang. Hannover : Eigenverlag, 2008
- [Ovel 2009] Ovel, P.: Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke in Stahlbeton- und Spannbetonbauweise mittels plastischer Berechnungsverfahren. Diplomarbeit TU Braunschweig. Braunschweig : Eigenverlag, 2009
- [Petersen 2003] Petersen, L.: Einfluss baustofflicher Schädigungsprozesse auf das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen. Diss. Univ. Hannover, 2003.
- [Petryna 2004] Petryna, Y.: Schädigung, Versagen und Zuverlässigkeit von Tragwerken des konstruktiven Ingenieurbaus. Habilitation Univ. Bochum. Aachen : Shaker, 2004 (Schriftenreihe des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau 2004)
- [Ploch 2004] Ploch, J.: Zur Definition und zum Sicherheitskonzept der Vorspannung. Diss. Univ. Stuttgart, 2004.
- [Proceq 2003] Proceq: Rückprallmessungen und Karbonatisierung. Schwerzenbach (Schweiz) : Eigenverlag, 2003
- [Proske 2004] Proske, D.: Katalog der Risiken : Risiken und Ihre Darstellung. Dresden : Eigenverlag, 2004

- [Proske 2006] Proske, D. ; Lieberwirth, P. ; van Gelder, P.: Sicherheitsbeurteilung historischer Steinbogenbrücken : [Sonderdruck zum 16. Dresdner Brückenbausymposium]. Dresden, 2006
- [Rackwitz 1996] Rackwitz, R.: Einwirkungen auf Bauwerke. In: Mehlhorn, G. (Hrsg.): Der Ingenieurbau - Grundwissen : Tragwerkszuverlässigkeit, Einwirkungen. Berlin : Ernst & Sohn, 1996 (8).
- [Rackwitz 1999] Rackwitz, R.: Zuverlässigkeitsbetrachtungen bei Verlust der Dauerhaftigkeit von Bauteilen und Bauwerken : [Bericht zum Forschungsvorhaben]. Stuttgart : Fraunhofer-IRB-Verl., 1999 (Bauforschung T 2847)
- [Raupach 2005] Raupach, M. ; Wolff, L.: Reduktion der Bewehrungsüberdeckung bei vorhandener Beschichtung bei Parkhaus-Neubauten: Abschlussbericht. Stuttgart : Fraunhofer IRB Verlag, 2005 (Bauforschung T 3063)
- [Raupach 2008] Raupach, M. ; Orlowsky, J.: Schutz und Instandsetzung von Betontragwerken : Grundlagen, Planung und Instandsetzungsprinzipien nach neuer Norm. Düsseldorf : Verlag Bau + Technik, 2008
- [Raupach 2008b] Raupach, M. ; Orlowsky, J.: Erhaltung von Betonbauwerken : Baustoffe und ihre Eigenschaften : Springer Fachmedien Wiesbaden, 2008
- [RCP 2008] Reliability Consulting Programs (RCP): STRUREL : Structural Reliability Analysis Program-System. 2008. München
- [Richards 1969] Richards, W.: Die Bindung von Chlorid bei der Zement erhärtung. In: Zement-Kalk-Gips 58 (1969), Nr. 10, S. 447–456
- [Rigo 2005] Rigo, E. M.: Ein probabilistisches Konzept zur Beurteilung der Korrosion zementgebundener Baustoffe durch lösenden und treibenden Angriff. Diss. TU Braunschweig, 2005. Braunschweig : Eigenverlag, 2005 (Hefte des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig 187)
- [RiL 805:2008] RiL 805:2008-11. Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken: Grundlagen für die Berechnung, Ausgangsbasis Bewertungsprinzipien
- [Road Directorate Denmark 2004] Road Directorate Denmark: Reliability-Based Classification of the Load Carrying Capacity of Existing Bridges. Kopenhagen : Eigenverlag, 2004 (Report 291)
- [Rodríguez 2000] Rodríguez, J. ; Andrade, C. ; Somerville, G.: CONTECVET : A validated Users Manual for assessing the residual service life of concrete structures. EC Innovation Programme IN30902I. Madrid : Eigenverlag, 2000

- [Röder 2009] Röder, Jörg: Möglichkeiten zur Klassifizierung von Gebäuden im Hinblick auf die Überprüfung der Verkehrssicherheit. In: Technische Akademie Esslingen (TAE): Erhaltung von Bauwerken. 1. Kolloquium 2009. Ostfildern : Eigenverlag, 2009
Selbstverlag 2009, Abb.,Tab.,Lit.S.145-153
- [Rombach 2003] Rombach, G. A.: Spannbetonbau. Berlin : Ernst & Sohn, 2003
- [RÜV:2008] RÜV:2008-07. Richtlinie für die Überwachung der Verkehrssicherheit von baulichen Anlagen des Bundes
- [Ruhrberg 1982] Ruhrberg, R.: Schäden an Brücken und anderen Ingenieurbauwerken : Ursachen und Erkenntnisse. Dokumentation 1982. Dortmund : Verkehrsblatt-Verl., 1982
- [Ruhrberg 1994] Ruhrberg, R.: Schäden an Brücken und anderen Ingenieurbauwerken : Ursachen und Erkenntnisse. Dokumentation 1994. Dortmund : Verkehrsblatt-Verl., 1994
- [Sakai 2003] Sakai, K. ; Banthia, N. ; Yoshida, H.: Prediction of Chloride Ions Ingress In Uncracked and Cracked Concrete. In: ACI Materials Journal 100 (2003), Nr. 1, S. 38–48
- [Schickert 1981] Schickert, G.: Formfaktoren der Betondruckfestigkeit. In: Die Bautechnik 58 (1981), Nr. 2, S. 52–57
- [Schießl 1976] Schießl, P.: Zur Frage der zulässigen Rißbreite und der erforderlichen Betondeckung im Stahlbetonbau unter besonderer Berücksichtigung der Karbonatisierung des Betons. Berlin : Ernst & Sohn, 1976 (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) 255)
- [Schießl 1986] Schießl, P.: Einfluß von Rissen auf die Dauerhaftigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen. Berlin : Ernst & Sohn, 1986 (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) 370)
- [Schießl 2007] Schießl, P. ; Mayer, T.: Verbundforschungsvorhaben "Nachhaltig Bauen mit Beton" : Teilprojekt A2 "Lebensdauermanagement". Schlussberichte zur ersten Phase des DAfStb/BMBF-Verbundforschungsvorhabens "Nachhaltig Bauen mit Beton". München : Eigenverlag, 2007
- [Schießl 2007b] Schießl, P. ; Gehlen, C. ; Sodeikat, C. ; Mayer, T. ; Schießl-Pecka, A.: Dauerhafter Konstruktionsbeton für Wasserbauwerke. In: Bergmeister, K.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): Beton-Kalender 2008 : Schwerpunkte: Konstruktiver Wasserbau, Erdbebensicheres Bauen. Berlin : Ernst & Sohn, 2007

- [Schmidt 2010] Schmidt, H. ; Heimann, M.: Anpassung der Nutzlasten für Parkhäuser nach DIN 1055-3 an aktuelle Entwicklung gestiegener Fahrzeuggewichte. Forschungsbericht F09-15-2009. Stuttgart : Fraunhofer-IRB-Verl., 2010
- [Schmidt-Döhl 1996] Schmidt-Döhl, F.: Ein Modell zur Berechnung von kombinierten chemischen Reaktions- und Transportprozessen und seine Anwendung auf die Korrosion mineralischer Baustoffe. Diss. TU Braunschweig, 1996. Braunschweig : Eigenverlag, 1996 (Hefte des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig 125)
- [Schneider 1994] Schneider, J.: Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen : Grundwissen für Ingenieure. Zürich, Stuttgart : Verl. Fachvereine; Teubner, 1994
- [Schnell 2009] Schnell, J. ; Fischer, A. ; Loch, M.: Anwendung von Teilsicherheitsbeiwerten auf Bestandsbauten im Hochbau. Abschlussbericht : Fraunhofer IRB Verlag, 2009
- [Schnetgöke 2008] Schnetgöke, R.: Zuverlässigkeitsorientierte Systembewertung von Massivbauwerken als Grundlage für die Bauwerksüberwachung. Diss. TU Braunschweig, 2008. Braunschweig : Eigenverlag, 2008 (Hefte des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig 204)
- [Seim 2007] Seim, W.: Bewertung und Verstärkung von Stahlbetontragwerken : Ernst & Sohn, 2007
- [SFB 477] TU Braunschweig: Sicherstellung der Nutzungsfähigkeit von Bauwerken mit Hilfe innovativer Bauwerksüberwachung : Abschluss-Symposium 2010. DFG Sonderforschungsbereich 477. Braunschweig: Eigenverlag, 2010
- [Sieb 2009] Sieb, K.: Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken unter Berücksichtigung räumlicher Streuungen der Betoneigenschaften und Einwirkungen. Studienarbeit TU Braunschweig, 2009. Braunschweig : Eigenverlag, 2009
- [Sieb 2010] Sieb, K.: Grundlagenuntersuchungen zur Bewertung bestehender Straßenbrücken aus Stahlbeton- und Spannbeton mit aktualisierten Verkehrslastmodellen. Diplomarbeit TU Braunschweig. Braunschweig : Eigenverlag, 2010
- [Siegert 2008] Siegert, C.: Untersuchungen zur Zuverlässigkeit von Stahlbetonbauwerken unter Berücksichtigung der Bewehrungskorrosion. Studienarbeit TU Braunschweig. Braunschweig : Eigenverlag, 2008
- [Sustainable Bridges 2007] Sustainable Bridges: Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives: Guideline for Load and Resistance Assessment of Existing European Railway Bridges. Dokument D4.2 : Eigenverlag, 2007

- [Spaethe 1992] Spaethe, G.: Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen. 2. Aufl. Wien : Springer Verlag, 1992
- [Spaethe 1994] Spaethe, G.: Die Einflussung der Sicherheit eines Tragwerkes durch Probelastung. In: Bauingenieur 69 (1994), S. 459–468
- [Spaethe 1997] Spaethe, G.: Der Sicherheitsnachweis bei experimenteller Tragfähigkeitsprüfung von Bauelementen in bestehenden Bauwerken. In: Bauingenieur 72 (1997), S. 85–92
- [Sperling 2006] Sperling, D.: Eine Methode zur automatisierten Überwachung von Spannbetonfahrwegträgern. Diss. TU Braunschweig, 2006. Braunschweig : Eigenverlag, 2006 (Hefte des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig 193)
- [Sperling 2012] Sperling, D. ; Heumann, G.: Anwendung der Nachrechnungsrichtlinie auf Betonbrücken : Praxisbeispiele aus Sicht eines Ingenieurbüros. In: VSVI Niedersachsen e. V. (Hrsg.): Brücken- und Ingenieurbau. Braunschweig : Eigenverlag, 2012, S. 2.1 – 2.13
- [Stauder 2012] Stauder, F. ; Wolbring, M. ; Schnell ; Jürgen: Bewehrungs- und Konstruktionsregeln des Stahlbetonbaus im Wandel der Zeit, Bd. 89. In: Bautechnik, 2012, S. 3–14
- [STMI 1983] Bayrisches Staatsministerium des Inneren, O. B.: Hinweise für Eigentümer und Mieter von Wohngebäuden und Wohnungen, in denen Spannbetondecken mit Tonerdeschmelzzement eingebaut wurde. RB-NR. 03B/84 08.1983
- [Strauss 2003] Strauss, A.: Stochastische Modellierung und Zuverlässigkeit von Betonkonstruktionen. Diss. Univ. Wien, 2003. Wien : Eigenverlag, 2003 (Schriften des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau der Universität für Bodenkultur Wien 54)
- [Strauss 2008] Strauss, A. ; Bergmeister, K. ; Wender, R. ; Hoffmann, S.: System- und Schadensidentifikation von Betonstrukturen. In: Bergmeister, K. ; Fingerloos, F. ; Wörner, J.-D.: Beton-Kalender 2009 : Konstruktiver Hochbau, Aktuelle Massivbaunormen. Berlin : Ernst & Sohn, 2008
- [Tang 1996] Tang, L.: Chloride Transport in Concrete : Measurement and Prediction. Diss. Chalmers Tekniska Högskola. Göteborg : Eigenverlag, 1996
- [Tietze 1970] Tietze, W. ; Weigt, E.: Lexikon der Geographie. Braunschweig : Georg Westermann, 1970

-
- [Tue 2005] Tue, N. V. ; Schenck, G. ; Schwarz, J.: Absicherung der statistisch erhobenen Festbetonkennwerte für die neue Normengeneration. Bauforschungsbericht F 3094. Stuttgart : Fraunhofer IRB Verlag, 2005
- [Tuutti 1982] Tuutti, K.: Corrosion of steel in concrete. In: CBI Research (1982)
- [Tworuschka 1998] Tworuschka, H.: Physikalisch nichtlineare Zuverlässigkeitsanalysen für Stahlbetonstabtragwerke. Diss. Univ. Wuppertal : Eigenverlag, 1998
- [VDI 2010] VDI-Richtlinie VDI 6200:2010-02. Standsicherheit von Bauwerken - Regelmäßige Überprüfung
- [Zedler 2006] Zedler, T. ; Stangenberg, F.: Zur Torsionsbemessung von Stahlbeton und Spannbetonbalken nach DIN 1045-1. In: Beton- und Stahlbetonbau 101 (2006), Nr. 1, S. 18–30
- [Zilch 2004] Zilch, K. ; Zehetmaier, G. ; Gläser, C.: Ermüdungsnachweis bei Massivbrücken. In: Bergmeister Konrad; Wörner, J.-D. (Hrsg.): Beton-Kalender 2004 : Brücken, Parkhäuser. Berlin : Ernst & Söhne, 2004
- [Zilch 2006] Zilch, K. ; Weiher, K.: Untersuchungen des Zustands der deutschen Spannbetonbrücken. In: Zilch, K. (Hrsg.): Münchener Massivbau Seminar 2006. München : Eigenverlag, 2006
- [Zilch 2008] Zilch, K. ; Weiher, K. ; Gläser, C.: Monitoring im Betonbau. In: Bergmeister, K. ; Fingerloos, F. ; Wörner, J.-D.: Beton-Kalender 2009 : Konstruktiver Hochbau, Aktuelle Massivbaunormen. Berlin : Ernst & Sohn, 2008
- [Zilch 2010] Zilch, K. ; Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau : Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2). 2. Aufl. Heidelberg ;, New York : Springer, 2010
- [Zilch 2011] Zilch, K. ; Straub, D. ; Dier, F. ; Fischer, J. ; BAST (Hrsg.): Entwicklung von Verfahren einer zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung. Bremerhaven : Wirtschaftsverl. NW, Verl. für Neue Wiss, 2011

Anhang A: Katalog der Lasteinwirkungen

Einwirkung – Eigenlasten und ständige Lasten

Kategorie		μ	σ	V	Bemerkung	Quelle
Beton allgemein	ND			4+8	Wertebereich	[Schnell 2009, S.97]
	logN/ND			6+10	Ortbeton Wertebereich	[Hansen 2003, S. 57]
	logN/ND			3	Fertigteile, hohe Qualität	[Hansen 2003, S. 56]
	[kN/m ³] ND	23,1	0,56	1,7	Ortbeton $\rho = 2350 \text{ kg/m}^3$	[Graubner 2005]
Leichtbeton	[kN/m ³] logN/ND	9+20		5+15	Wertebereich	[Rackwitz 1996]
Porenbeton	[kN/m ³] logN/ND	7+15		5+15	Feuchtegehalt 12 % ¹⁾	[Rackwitz 1996]
Schwerbeton	[kN/m ³] logN/ND	> 28		3+10	Wertebereich	[Rackwitz 1996]
Baustahl	[kN/m ³] logN/ND	78,5		< 10		[Rackwitz 1996]
Mauerwerk	[kN/m ³] logN/ND			~ 5	künstlich	[Rackwitz 1996]
	[kN/m ³] logN/ND	28+31		~ 5	Basalt, Diorit, Gabbro	[Rackwitz 1996]
	[kN/m ³] logN/ND	24		~ 5	Basaltlava	[Rackwitz 1996]
	[kN/m ³] logN/ND	28		~ 5	Granit, Porphyry	[Rackwitz 1996]
	[kN/m ³] logN/ND	26+28		~ 5	Kalkstein, Sandstein	[Rackwitz 1996]
Gusseisen	[kN/m ³] logN/ND	73		< 3		[Rackwitz 1996]
Aluminium	[kN/m ³] logN/ND	28		< 3		[Rackwitz 1996]
Blei	[kN/m ³] logN/ND	112		~ 3		[Rackwitz 1996]
Bronze, Messing	[kN/m ³] logN/ND	83		< 3		[Rackwitz 1996]
Kupfer	[kN/m ³] logN/ND	89		< 3		[Rackwitz 1996]
Zink	[kN/m ³] logN/ND	69		< 3		[Rackwitz 1996]
Zinn	[kN/m ³] logN/ND	75		< 3		[Rackwitz 1996]
Fichte, Tanne (Picea)	[kN/m ³] logN/ND	4,4		~ 10	Feuchtegehalt 12 % ¹⁾	[Rackwitz 1996]
Kiefer, Lärche (Pinus)	[kN/m ³] logN/ND	5,1		~ 10	Feuchtegehalt 12 % ¹⁾	[Rackwitz 1996]
Lärche (Larix)	[kN/m ³] logN/ND	6,6		~ 10	Feuchtegehalt 12 % ¹⁾	[Rackwitz 1996]
Buche (Fagus)	[kN/m ³] logN/ND	6,8		~ 10	Feuchtegehalt 12 % ¹⁾	[Rackwitz 1996]
Eiche (Quercus)	[kN/m ³] logN/ND	7,5		~ 10	Feuchtegehalt 12 % ¹⁾	[Rackwitz 1996]
Brettschichtholz	[kN/m ³] logN/ND	4,5		~ 7	Feuchtegehalt 12 % ¹⁾	[Rackwitz 1996]
Ständige Lasten	ND			5		[Hosser 1978]
	ND			5+20	Wertebereich	[Hansen 2003, S. 57]
	ND			10		[JCSS 1996]
Vorspannung	ND			5+10		[Ploch 2004]

¹⁾ Näherung zur Umrechnung auf alternative Feuchtigkeitsgehalte x: $Y(x\%) = Y(12\%) + (x\% - 12\%) / 12\%$

Einwirkung – veränderliche Einwirkung

Kategorie		μ	σ	V	Bemerkung	Quelle
Allgemein	GumD			25+100	Wertebereich	[Schnell 2009, S.97]
Trennwandzuschlag (50 a)	[kN/m ²] logN	0,51	0,255	50		[Hausmann 2007]
Wohnräume (50 a)	GumD			24		[Schnell 2009, S. 95]
	[kN/m ²] GumD	1,61	0,40	25		[Hansen 2003, S. 63]
Wohnräume (1 a)	[kN/m ²] GumD	0,39	0,40	103		[Hansen 2003, S. 63]
	[kN/m ²] GumD	0,40	0,40	100		[Hansen 2003, S. 73]
Wohnräume (7 a)	[kN/m ²] GumD	0,39	0,40	102		[Hansen 2003, S. 73]
Büroflächen (50 a)	GumD			20	allgemein	[Schnell 2009, S. 95]
	[kN/m ²] GumD	3,3	0,87	26	Bezugsfläche 10 m ²	[Hansen 2003, S. 63]
	[kN/m ²] GumD	2,11	0,48	23	Bezugsfläche 50 m ²	[Hansen 2003, S. 63]
	[kN/m ²] GumD	1,87	0,40	21	Bezugsfläche 100 m ²	[Hansen 2003, S. 63]
Büroflächen (1 a)	[kN/m ²] GumD	0,65	0,87	134	Bezugsfläche 10 m ²	[Hansen 2003, S. 63]
	[kN/m ²] GumD	0,65	0,48	74	Bezugsfläche 50 m ²	[Hansen 2003, S. 63]
	[kN/m ²] GumD	0,65	0,40	62	Bezugsfläche 100 m ²	[Hansen 2003, S. 63]
Verkaufsräume (50 a)	[kN/m ²] GumD	3,05	0,70	23	ohne Bezugsfläche	[Hansen 2003, S. 63]
	GumD			13	Erdgeschoß	[Schnell 2009, S. 95]
	GumD			21	Obergeschoss	[Schnell 2009, S. 95]
Verkaufsräume (1 a)	[kN/m ²] GumD	0,91	0,70	77	ohne Bezugsfläche	[Hansen 2003, S. 63]
Lagerflächen (50 a)	GumD			55	allgemein	[Schnell 2009, S. 95]
	[kN/m ²] GumD	4,39	1,14	26	Bezugsfläche 50 m ²	[Hansen 2003, S. 63]
	[kN/m ²] GumD	4,05	1,03	25	Bezugsfläche 100 m ²	[Hansen 2003, S. 63]
Lagerflächen (1 a)	[kN/m ²] GumD	0,91	1,14	125	Bezugsfläche 50 m ²	[Hansen 2003, S. 63]
	[kN/m ²] GumD	0,91	1,03	113	Bezugsfläche 100 m ²	[Hansen 2003, S. 63]
Empfangsräume (50 a)	GumD			35		[Schnell 2009, S. 95]
Hotelzimmer (50 a)	GumD			17		[Schnell 2009, S. 95]
Krankenzimmer (50 a)	GumD			30		[Schnell 2009, S. 95]
Schulräume (50 a)	GumD			30		[Schnell 2009, S. 95]
Laborräume (50 a)	GumD			30		[Schnell 2009, S. 95]
Treppen / Podeste (50 a)	GumD			28		[Schnell 2009, S. 95]
Nutzlasten allgemein (50 a)	GumD			20+200	Wertebereich	[Hansen 2003, S. 73]
	GumD			20		[Hosser 1978]
	GumD			30		[Grünberg 2004, S93]
	GumD			40		[JCSS 1996]

Kategorie		μ	σ	V	Bemerkung	Quelle
Menschengedränge (1 a) [kN/m ²]	GumD	< 0,5	0,5	100	mit Bewegungsmögl.	[Schneider 1994]
	[kN/m ²] GumD	1,3	1,1	118	sehr dicht, unkonf.	[Schneider 1994]
	[kN/m ²] D	6,0	-	-	prakt. Maximalwert	[Schneider 1994]
Windlasten (50 a)	GumD			10+16	Wertebereich	[Hansen 2003, S. 73]
	GumD			15	Extremwerte	[Schnell 2009, S. 97]
	GumD			20		[JCSS 1996]
	GumD			16		[Grünberg 2004, S93]
Windlasten (1 a)	logN			60	Momentanwerte	[Schnell 2009, S. 97]
Schnee (50 a)	GumD			20		[Schnell 2009, S. 97]
	GumD			25		[Grünberg 2004, S.93]
Schnee (1 a)	[kN/m ²] GumD	1,05	0,21	20		[Hansen 2003, S. 73]
	GumD			45		[Ploch 2004]
Schnee (Landklima) (1 a)	GumD			45+80	Wertebereich	[Schnell 2009, S. 97]
	GumD			30		[JCSS 1996]
Schnee (Seeklima) (1 a)	GumD			15		[JCSS 1996]
außergew. Lasten	GumD			100		[Schnell 2009, S. 97]
Erdbeben	GumD			100		[Schnell 2009, S. 97]
Schnittgrößen aus Brückenverkehr (50 a)	GumD	μ		10+15	Lasten nach [DIN 1072 und DIN Fachbericht 101] und Sieb 2010]	[Braml 2010, S. 114]
	GumD	μ		8,9+16,8	Wertebereich	[Braml 2010, S. 114]
Fahrzeug Typ 8 	[kN]	¹⁾		24	Repräsentative BAB-Messung, $\xi = 0,49$ Achse 1: 44,9% Achse 2: 55,1%	[Kaschner 2009]
			59,6 91,7	14,6 44,0		
Fahrzeug Typ 33 	[kN]	¹⁾		21	Repräsentative BAB-Messung, $\xi = 0,20$ Achse 1: 25,8% Achse 2: 37,2% Achse 3: 18,9% Achse 4: 18,1%	[Kaschner 2009]
			109,3 208,4	23,2 73,9		
Fahrzeug Typ 41 	[kN]	¹⁾		21	Repräsentative BAB-Messung, $\xi = 0,69$ Achse 1: 20,9% Achse 2: 25,8% Achse 3: 16,1% Achse 4: 19,5% Achse 5: 17,7%	[Kaschner 2009]
			276,8 414,5	59,5 32,5		
Fahrzeug Typ 97 	[kN]	¹⁾		12	Repräsentative BAB-Messung, $\xi = 0,34$ Achse 1: 30,6% Achse 2: 30,9% Achse 3: 19,1% Achse 4: 19,4%	[Kaschner 2009]
			156,7 211,4	18,8 52,8		

Kategorie			μ	σ	V	Bemerkung	Quelle
Fahrzeug Typ 98	[kN]	¹⁾	259,6	92,0	35	Repräsentative BAB-Messung, $\xi = 0,62$ Achse 1: 20,8% Achse 2: 28,1% Achse 3: 17,0% Achse 4: 17,0% Achse 5: 17,1%	[Kaschner 2009]
			405,3	24,8	6		
Abstand LKW	[m]	logN	4,308	1,074	25	Repräsentative BAB-Messung, $\xi = 0,62$	[Kaschner 2009]

¹⁾ Bimodale Normalverteilung der Gesamtgewichte

Anhang B: Katalog der Materialeigenschaften

Beton – Druckfestigkeit

Kategorie		μ	σ	V	Bemerkung	Quelle
Allgemein	[MN/m ²] logN	$f_{ck} + 8$	5,00			[1045-1:2001/2009]
	logN	f_{cm}		6		[JCSS 2000]
	logN	f_{cm}		13		[Schnell 2009, S133]
	ND/logN	$f_{ck} + 8$		15	Fertigteilbeton	[Hansen 2003, S145]
	ND//LogN	$f_{ck} + 8$		22,5	Transportbeton	[Hansen 2003, S145]
	ND/logN	$f_{ck} + 8$		30	Baustellenbeton	[Hansen 2003, S145]
	ND/logN			35	Abschätzung auf Basis von Raumanteilen	[Road Directorate Denmark 2004]
	logN			18,6	Übertragung auf Baustellenverhältnisse	[Bierbrauer 2008]
	logN			3	Streuungen innerhalb einer Mischungen	[Bierbrauer 2008]
	logN			10	Streuungen zwischen versch. Mischungen (Ortbeton)	[Bierbrauer 2008]
	logN			5	Streuungen zwischen versch. Mischungen (Fertigteil)	[Bierbrauer 2008]
	logN			5+6	System. Streuungen zwischen ident. Bauteilen	[Bierbrauer 2008]
logN			5	System. Streuungen zw. versch. Bauteilen	[Bierbrauer 2008]	
Normalbeton	[MN/m ²] logN	f_{cm}	3,50		Produktionsjahr 2007	[Schnell 2009, S. 25]
	[MN/m ²] logN	f_{cm}	3,59			[Tue 2005]
	ND/logN	f_{cm}		7	Konsistenz steif	[Hansen 2003, S. 81]
	ND/logN	f_{cm}		9	Konsistenz weich	[Hansen 2003, S. 81]
	ND/logN	f_{cm}		15	Konsistenz plastisch	[Hansen 2003, S. 81]
Zeitraum 1916 +1972: $f_{cm} < 20 \text{ MN/m}^2$ ¹⁾	ND	f_{cm}		35	mäßige Überwachung	[Schnell 2009, S. 26]
Zeitraum 1916 +1972: $f_{cm} \geq 20 \text{ MN/m}^2$ ¹⁾	[MN/m ²] logN	f_{cm}		7	mäßige Überwachung	[Schnell 2009, S. 26]
Zeitraum 1916+1972: $f_{cm} < 20 \text{ MN/m}^2$ ¹⁾	ND	f_{cm}		20	gute Überwachung (> 3 Proben)	[Schnell 2009, S. 26]
Zeitraum 1916+1972: $f_{cm} \geq 20 \text{ MN/m}^2$ ¹⁾	[MN/m ²] logN	f_{cm}		4	gute Überwachung (> 3 Proben)	[Schnell 2009, S. 26]
Hochfester Beton	[MN/m ²] ND	f_{cm}	4,20		Zeitpunkt 2007	[Schnell 2009, S.25]
	[MN/m ²] logN	f_{cm}	4,559			[Tue 2005]

¹⁾ incl. Übertragung auf Baustellenverhältnisse

Beton – Sonstige Eigenschaften

Kategorie		μ	σ	V	Bemerkung	Quelle
Betonzugfestigkeit	logN	$0,25 f_{cm}^{2/3}$		15		[Hansen 2003, S85]
	logN	f_{ctm}		30		[JCSS 2000]
	logN	f_{ctm}		17+20	Rückr. [DIN 1045-1]	[Hansen 2003, S86]
	logN	$0,25 f_{cm}^{2/3}$		30		[Hansen 2003, S85]
Lageparameter Betondruckkraft	ND	k		10	[DIN 1045-1]	[Hansen 2003, S145]
Völligkeitsbeiwert	ND	α_R		10	[DIN 1045-1]	[Hansen 2003, S145]
E-Modul	logN	E_{cm}		5/3 f_{cm}	Rückr. [DIN 1045-1]	[Hansen 2003, S89]
	logN	E_{cm}		15		[JCSS 2000]
E-Modul, Normalbeton	logN	E_{cm}		2,9+8,3	Rückr. [DIN 1045-1]	[Hansen 2003, S89]
Kriechzahl	logN	ϵ_c		20	[DIN 1045-1]	[Hansen 2003, S89]
Schwindmaß	logN			17,5	[DIN 1045-1]	[Hausmann 2007]
	logN	$\epsilon_{c,Br}$		15		[JCSS 2000]

Bewehrungsstahl – Querschnittswerte

Kategorie			μ	σ	V	Bemerkung	Quelle
Allgemein	[mm]	ND	d_s	0,25		Längs- und Bügelbew.	[Hansen 2003, S. 98]
		ND	d_s		2		[Schnell 2009, S. 76]
	D	d_s	-	-		Streuung enthalten in Streuung der Streckgrenze	[Schnell 2009, S. 79]
„dünnere Stäbe“		ND	d_s		4+8	i. d. R. Bügelbewehrung	[Hansen 2003, S. 98]
„dickere Stäbe“		D	d_s	-	-	i. d. R. Längsbewehrung	[Hansen 2003, S. 98]
Stäbe $d_s \leq 8$ mm		ND	d_s		6	zulässige Abweichung nach DIN 10080:2005	[Schnell 2009, S. 79]
Stäbe $d_s > 8$ mm		ND	d_s		4,5	zulässige Abweichung nach DIN 10080:2005	[Schnell 2009, S. 79]

Bewehrungsstahl – Streckgrenze

Kategorie			μ	σ	V	Bemerkung	Quelle
Allgemein	[MN/m ²]	ND	$f_{yk} + 2 \sigma$	30			[JCSS 2000]
		ND	μ		2+12		[Hansen 2003, S.98]
		ND	μ		8	incl. Querschn.-streuung	[Hansen 2003, S.98]
Betonstahl allgemein, vor 1930	[MN/m ²]	ND	140	8,4	6 ¹⁾	Rückrechnung aus $f_{yk,5\%} = 130$ MN/m ²	[DB Ril. 805:2002 und Schnell 2009]
Betonstahl vor 1930, Handelseisen (St 37),	[MN/m ²]	ND	230	13,8	6 ¹⁾	Rückrechnung aus $f_{yk,5\%} = 210$ MN/m ²	[DB Ril. 805:2002 und Schnell 2009]

Kategorie		μ	σ	V	Bemerkung	Quelle
Betonstahl BST (St 52), 1930-48	[MN/m ²] ND	290	17,4	6 ¹⁾	Rückrechnung aus $f_{yk,5\%} = 260$ MN/m ²	[DB RIL 805:2002 und Schnell 2009]
Betonstahl BST I, 1948-72	[MN/m ²] ND	270	16,2	6 ¹⁾	Rückrechnung aus $f_{yk,5\%} = 245$ MN/m ²	[DB RIL 805:2002 und Schnell 2009]
Betonstahl BST II, BST III, BST IV, 1948-72	[MN/m ²] ND	350	21,0	6 ¹⁾	Rückrechnung aus $f_{yk,5\%} = 315$ MN/m ²	[DB RIL 805:2002 und Schnell 2009]
Betonstahl allgemein, ab 1972	ND	μ		≤ 6 (5,4)	Rückrechnung aus 5 %-Quantilen	[Schnell 2009]
Betonstahl I	[MN/m ²]	240	14,4	6 ¹⁾	Rückrechnung aus $f_{yk,5\%} = 220$ MN/m ²	[DBV 2008]
Betonstahl IIa (naturhart), $\varnothing \leq 18$ mm	[MN/m ²]	400	24,0	6 ¹⁾	Rückrechnung aus $f_{yk,5\%} = 360$ MN/m ²	[DBV 2008]
wie vor, jedoch $\varnothing > 18$ mm	[MN/m ²]	380	22,8	6 ¹⁾	Rückrechnung aus $f_{yk,5\%} = 340$ MN/m ²	[DBV 2008]
Sonderbetonstahl IIb (kaltger.), $\varnothing \leq 18$ mm	[MN/m ²]	400	24,0	6 ¹⁾	Rückrechnung aus $f_{yk,5\%} = 360$ MN/m ²	[DBV 2008]
wie vor, jedoch $\varnothing > 18$ mm	[MN/m ²]	380	22,8	6 ¹⁾	Rückrechnung aus $f_{yk,5\%} = 340$ MN/m ²	[DBV 2008]
Betonstahl IIIa (naturhart), $\varnothing \leq 18$ mm	[MN/m ²]	470	28,2	6 ¹⁾	Rückrechnung aus $f_{yk,5\%} = 420$ MN/m ²	[DBV 2008]
wie vor, jedoch $\varnothing > 18$ mm	[MN/m ²]	440	26,4	6 ¹⁾	Rückrechnung aus $f_{yk,5\%} = 400$ MN/m ²	[DBV 2008]
Sonderbetonstahl IIIb (kaltger.), $\varnothing \leq 18$ mm	[MN/m ²]	470	28,2	6 ¹⁾	Rückrechnung aus $f_{yk,5\%} = 420$ MN/m ²	[DBV 2008]
wie vor, jedoch $\varnothing > 18$ mm	[MN/m ²]	440	26,4	6 ¹⁾	Rückrechnung aus $f_{yk,5\%} = 400$ MN/m ²	[DBV 2008]
Betonstahl IVa (naturhart)	[MN/m ²]	550	33,0	6 ¹⁾	Rückrechnung aus $f_{yk,5\%} = 500$ MN/m ²	[DBV 2008]
Sonderbetonstahl IVb (kaltgereckt)	[MN/m ²]	550	33,0	6 ¹⁾	Rückrechnung aus $f_{yk,5\%} = 500$ MN/m ²	[DBV 2008]

¹⁾ Annahme

Bewehrungsstahl – Sonstige Eigenschaften

Kategorie		μ	σ	V	Bemerkung	Quelle
Elastizitätsmodul	D	E_s	-	-		[Hosser 1978], [JCSS 2000]
	ND	E_s		2,0+6,0	Wertebereich	[Hansen 2003, S100]
Grenzdehnung	ND	ε_u		6+10	Wertebereich	[Hansen 2003, S100]
Bruchdehnung	[%]	16,5	2,5	15	BSt 42/50 RU	[Schnell 2009, S47]
	[%]	11,6	2,4	20	BSt 50/55 RK	[Schnell 2009, S47]
Vorspannkraftverlust	ND	μ		15		[Road Directorate Denmark 2004]

Anhang C: Katalog der Bauteileigenschaften

Bauteilabmessungen (Breite, Höhe)

Kategorie		μ	σ	V	Bemerkung	Quelle
Allgemein	ND	b bzw. h		2	Bauteilabmessung $\leq 1,0$ m	[Hosser 1978], [Schnell 2009, S133]
	ND	b bzw. h		2,5+3,0	Abmessung $< 0,4$ m	[Bierbrauer 2008]
	ND	b bzw. h		1,0+2,5	Abmessung $0,4+1,0$ m	[Bierbrauer 2008]
	D	b bzw. h	-	-	Abmessung $> 1,0$ m	[Bierbrauer 2008]
	ND	b bzw. h		2	Ortbeton	[Hansen 2003, S146]
	ND	b bzw. h		0,8	Fertigteile	[Hansen 2003, S146]
Stützen, Wände (Ortbeton)	[mm]	ND	b bzw. h	5,0	Fertigteile: $0,40 \sigma$	[Hansen 2003, S106]
Balken (Ortbeton)	[mm]	ND	b	5,0	Fertigteile: $0,40 \sigma$	[Hansen 2003, S106]
Balken, Decken (Ortbeton)	[mm]	ND	h	7,5	Fertigteile: $0,40 \sigma$	[Hansen 2003, S106]
Systemabmessungen	[mm]		-10+8	7+14		[Schnell 2009, S. 77]

Statische Höhe

Kategorie		μ	σ	V	Bemerkung	Quelle
Allgemein	ND	d		2,5	Ortbeton	[Hansen 2003, S. 146]
	ND	d		1	Fertigteile	[Hansen 2003, S. 146]
Stützen, Wände	[mm]	ND	$\pm 0+5$	5+10	Wertebereich	[JCSS 2000]
Decken, obere Lage	[mm]	ND	$\pm 0+10$	10+15	Wertebereich	[JCSS 2000]
Decken, untere Lage	[mm]	ND	$\pm 0+10$	5+10	Wertebereich	[JCSS 2000]
Träger, obere Lage	[mm]	ND	$\pm 0+10$	10+15	Wertebereich	[JCSS 2000]
Träger, untere Lage	[mm]	ND	$\pm 0+10$	10+15	Wertebereich	[JCSS 2000]
Stützen (Ortbeton)	[mm]	ND	d	11,2	Fertigteile: $0,40 \sigma$	[Hansen 2003, S.106]
Balken, Decken (Ortbeton)	[mm]	ND	d	12,5	Fertigteile: $0,40 \sigma$	[Hansen 2003, S.106]

Betondeckung

Kategorie		μ	σ	V	Bemerkung	Quelle
Allgemein	[mm]	ND	c_{nom}	7,5	Ortbeton	[Hosser 1978]
	[mm]	ND	c_{nom}	5,0	Fertigteil	[Hosser 1978]
	[mm]	ND	$c_{nom}+10$	10	obere Bewehrung	[JCSS 2000]
	[mm]	ND	c_{nom}	10	untere Bewehrung	[JCSS 2000]

Kategorie		μ	σ	V	Bemerkung	Quelle
ohne bes. Ausführung [mm] (DBV-Merkblatt 1997)	BetaD	c_{nom}	10		a = 0 mm b = 5 c_{nom}	[Gehlen 2001]
normale Ausführung [mm] (DBV-Merkblatt 1997)	BetaD	c_{nom}	8		a = 0 mm b = 5 c_{nom}	[Gehlen 2001]
besondere Ausführung [mm] (DBV-Merkblatt 1997)	BetaD	c_{nom}	6		a = 0 mm b = 5 c_{nom}	[Gehlen 2001]
Balken, Stützen, Wände [mm]	ND	c_{nom}	10,0		Fertigteile: 0,40 σ	[Hansen 2003, S.106]

Anhang D: Katalog der Modellunsicherheiten

Einwirkungen

Kategorie			μ	σ	V	Bemerkung	Quelle
Allgemein	[-]	ND/logN	1,00		1+20	Wertebereich	[Hansen 2003, S144]
		ND	1,00	0,05	5		[Schnell 2009, S133]
		ND	1,00		5+15	Wertebereich	[Tworuschka 1998]
Biegemoment Rahmen	[-]	logN	1,00	0,10	10		[JCSS 2001]
Normalkräfte Rahmen	[-]	logN	1,00	0,05	5		[JCSS 2001]
Querkräfte Rahmen	[-]	logN	1,00	0,10	10		[JCSS 2001]
Biegemomente Platten	[-]	logN	1,00	0,20	20		[JCSS 2001]
Normalkräfte Platten	[-]	logN	1,00	1,10	10		[JCSS 2001]

Widerstand allgemein

Kategorie			μ	σ	V	Bemerkung	Quelle
Allgemein	[-]	logN	1,00	0,10	10		[Schnell 2009, S.133]
		logN	1,00	$\leq 0,10$	≤ 10	Bewehrung begrenzt Tragfähigkeit	[Bierbrauer 2008]
		logN	1,00	$\sim 0,20$	~ 20	Beton begrenzt Tragfähigkeit	[Bierbrauer 2008]
Sonderfälle	[-]	logN	1,00	$\sim 0,27$	~ 27	z. B. Ermüdung und Querkrafttragfähigkeit	[Bierbrauer 2008]
Gebrauchstauglichkeit	[-]	ND	1,00		5+30	Wertebereich	[Tworuschka 1998]
Tragfähigkeit	[-]	D	1,00	-	-		[Tworuschka 1998]
Biegemoment- Normalkraft Kapazität	[-]	logN	1,20	0,18	15		[JCSS 2001]
Verbindungen Betonbau	[-]	logN	1,00	0,10	10		[JCSS 2001]

Widerstand Stahlbeton bzw. Spannbeton - Normalkraft

Kategorie			μ	σ	V	Bemerkung	Quelle
Allgemein	[-]	ND/logN	1,00	0,05	5		[JCSS 2000]
		ND	1,10	0,11	10		[Hansen 2003, S131]
		ND	1,00	0,05	5		[Hansen 2003, S145] [Schnell 2009, S. 80]
		ND	1,00		1+15	Wertebereich	[Hansen 2003, S145]
Vorspannkraft	[-]	logN	0,90	0,027	3	[DIN 1045-1]	[Hausmann 2007]

Widerstand Stahlbeton bzw. Spannbeton - Biegung

Kategorie			μ	σ	V	Bemerkung	Quelle
Allgemein	[-]	ND	1,025	0,102	10		[JCSS 2000]
		ND	1,025	0,051	5		[Hansen 2003, S145] [Schnell 2009, S.80]
	[-]	ND	1,05	0,052	5		[Tworuschka 1998]
		ND	1,10	0,077	7		[Hansen 2003, S32]
		ND	1,025	0,072	7		[Hansen 2003, S32]
		ND	1,025		1+15	Wertebereich	[Hansen 2003, S45]
		ND	1,15		V_{fy}	Variationskoeffizient Bewehrungsstahl	[Sust. Bridges 2007]
Spannbeton	[-]	ND	1,10	0,077	7,0	$A_p/A_c \leq 0,4 \%$	[Sust. Bridges 2007]
Spannbeton	[-]	ND	1,05	0,89	8,5	$A_p/A_c > 0,4 \%$	[Sust. Bridges 2007]

Widerstand Stahlbeton bzw. Spannbeton – Querkraft und Torsion

Kategorie			μ	σ	V	Bemerkung	Quelle
Querkraft, allgemein	[-]	logN	1,40		25		[JCSS 2001]
		ND	1,20		V_{fy}	mit Schubbewehrung, Variationskoeffizient Bewehrungsstahl	[Sust. Bridges 2007]
	[-]	ND	1,05	0,126	12	vorgespannte Balken	[Sust. Bridges 2007]
		ND	1,11	0,067	6	vorgespannte Balken	[Sust. Bridges 2007]
		ND	1,05	0,126	12	vorgespannte Balken	[Sust. Bridges 2007]
Querkraft, modellspez.	[-]	ND	1,10	0,11	10	[DIN 1045-1]	[Hansen 2003, S145]
		ND/logN	1,10	0,11	10	[DIN 1045-1]	[Schnell 2009, S. 80]
	[-]	ND			1+15	Wertebereich	[Hansen 2003, S145]
		ND	1,78	0,68	38,1	Grob/Thürlimann	[Hansen 2003, S137]
		ND	0,88	0,18	20,0	Nielsen/Braestrup	[Hansen 2003, S137]
		ND	1,03	0,20	19,3	Kamerling/Kuyt	[Hansen 2003, S137]
		ND	1,19	0,22	18,4	Haddadin/Hong/Mattock	[Hansen 2003, S137]
		ND	1,02	0,16	16,0	Placas/Regan	[Hansen 2003, S137]
		ND	1,1	0,12	11,2	Moosecker	[Hansen 2003, S137]
		ND	0,96	0,14	14,6	Rommel	[Hansen 2003, S137]
		ND	0,91	0,10	11,0	Model Code 1990	[Hansen 2003, S137]
		ND	1,14	0,23	20,2	Eurocode 2 (f_{tk})	[Hansen 2003, S137]
		ND	1,07	0,18	16,8	Eurocode 2 (f_{cm})	[Hansen 2003, S137]

Kategorie			μ	σ	V	Bemerkung	Quelle
	[-]	ND			14,8	DIN 1045-1:1998 (f_{ck})	[Hansen 2003, S137]
	[-]	ND			12,9	DIN 1045-1:1998 (f_{cm})	[Hansen 2003, S137]
	[-]	ND			15,4	DIN 1045-1:1998 (f_{ck})	[Hansen 2003, S137]
Torsion, modellspez.	[-]	ND	1,240	0,227	22,3	[DIN 1045-1], Bügelbewehrung bei Spannbeton	[Zedler 2006]
	[-]	ND	1,335	0,388	29,1	[DIN 1045-1], Bügelbewehrung bei Stahlbeton	[Zedler 2006]
	[-]	ND	1,092	0,200	18,3	[DIN 1045-1], Längsbewehrung bei Spannbeton	[Zedler 2006]
	[-]	ND	1,191	0,273	22,9	[DIN 1045-1], Längsbewehrung bei Stahlbeton	[Zedler 2006]

Widerstand Stahlbeton bzw. Spannbeton - Durchstanzen

Kategorie			μ	σ	V	Bemerkung	Quelle
Allgemein	[-]	ND	1,10	0,165	15		[Hansen 2003, S145]
	[-]	ND	1,00		5+15	Wertebereich	[Hansen 2003, S145]
	[-]	ND	1,05		10+20	Wertebereich	[Tworuschka 1998]
modellspez. Ansatz	[-]	ND	1,22	0,232	19	DIN 1045:1988	[Hansen 2003, S138]
	[-]	ND	0,98	0,157	16	Model Code 90	[Hansen 2003, S138]
	[-]	ND	1,03	0,165	16	British Standard 8110:1997	[Hansen 2003, S138]
	[-]	ND	1,28	0,256	20	Eurocode 2:1992	[Hansen 2003, S138]
	[-]	ND	1,29	0,271	21	ACI 318:1995	[Hansen 2003, S138]
	[-]	ND	1,38	0,235	17	E DIN 1045:2000	[Hansen 2003, S138]

Anhang E: Katalog der Umwelteinwirkungen

Expositionsklasse XC1 (trocken oder ständig nass)

Kategorie			μ	σ	V	Bemerkung	Quelle
relative Luftfeuchte	[%]	(+)	30+60		~15	Allgemein	
		(+)	30			während Heizperiode	
		(+)	40+60			Sommermonate	
		(+)	> 60			Nachts	
CO ₂ -Konzentration Umgebungsluft	$\left[\frac{kg CO_2}{m^3} \right]$	(+)	0,00245 +0,00490			Innenraum, entspricht 1500+3000 ppm	
Korrosionsabtragsrate V _{corr,Exp} (standardisiert)	$[\mu m/a]$	D	0	-	-		[Lifecon 2003, S102]
Witterungskoeff. w _i	[-]	D	0,00	-	-		[Lifecon 2003, S102]

Expositionsklasse XC2 (nass, selten trocken)

Kategorie			μ	σ	V	Bemerkung	Quelle
relative Luftfeuchte	[%]	(+)	100			Allgemein	
		(+)	70			Gründungsbauteil, nicht oberflächennah, sonst XC4	
CO ₂ -Konzentration Umgebungsluft	$\left[\frac{kg CO_2}{m^3} \right]$	(+)				Gründungsbauteil, ca. 2x Umgebungsluft	
Korrosionsabtragsrate V _{corr,Exp} (standardisiert)	$[\mu m/a]$	minWD	4	3	75		[Lifecon 2003, S102]
Witterungskoeff. w _i	[-]	D	1,00	-	-		[Lifecon 2003, S102]

Expositionsklasse XC3 (mäßige Feuchte)

Kategorie			μ	σ	V	Bemerkung	Quelle
relative Luftfeuchte	[%]	(+)	> 75		~15	Außenbauteil	
		(+)	65+90			Außenbauteil	
		(+)	80			Außenb. Deutschland	
		(+)	79			Außenb. Braunschweig	
		(+)	> 65			Innenraum mit hoher Luftfeuchtigkeit	
		(+)	> 65			Tunnel	
CO ₂ -Konzentration Umgebungsluft	$\left[\frac{kg CO_2}{m^3} \right]$		0,00057 +0,00062	0,0001		Außenb., entspricht 350+380 ppm	
			0,0008			Brückenbauteile am Straßenrand	[König 2001]

Kategorie		μ	σ	V	Bemerkung	Quelle
	$\left[\frac{\text{kg CO}_2}{\text{m}^2} \right]$ (+)	0,0010			Tunnel und Garagen	
	$\left[\frac{\text{kg CO}_2}{\text{m}^2} \right]$	0,00175			Parkhäuser (maximal) bei Zwangsbelüftung	[Juhl 2008]
	$\left[\frac{\text{kg CO}_2}{\text{m}^2} \right]$	0,0025			Parkhäuser (maximal), sonst CO-Vergiftung	[Juhl 2008]
Korrosionsabtragsrate $V_{\text{corr,Exp}}$ (standardisiert)	$[\mu\text{m/a}]$ minWD	2	3	150		[Lifecon 2003, S. 102]
Witterungskoeff. w_i	[-] ND	0,50	0,12	24		[Lifecon 2003, S. 102]

Expositionsklasse XC4 (wechselnd nass und trocken)

Kategorie		μ	σ	V	Bemerkung	Quelle
relative Luftfeuchte	[%] (+)	> 75		~15	Außenbauteil	
	[%] (+)	80			Außenb. Deutschland	
	[%] (+)	79			Außenb. Braunschweig	
	[%] (+)	10+20			Föhn (Alpen)	
CO ₂ -Konzentration Umgebungsluft	$\left[\frac{\text{kg CO}_2}{\text{m}^3} \right]$	0,00057 +0,00062	0,0001		Außenbaut., entspricht 350+380 ppm	[Bunte 1993]
Regenhäufigkeit ToW	[%]	19			Braunschweig	[Bunte 1993]
Schlagregen- wahrscheinlichkeit p_{SR}	[%]	6,7			N-Wind, Braunschweig	[Bunte 1993]
	[%]	6,8			NO-Wind, Braunschweig	[Bunte 1993]
	[%]	3,8			O-Wind, Braunschweig	[Bunte 1993]
	[%]	4,8			SO-Wind, Braunschweig	[Bunte 1993]
	[%]	8,4			S-Wind, Braunschweig	[Bunte 1993]
	[%]	30,6			SW-Wind, Braunschweig	[Bunte 1993]
	[%]	26,5			W-Wind, Braunschweig	[Bunte 1993]
	[%]	11,1			NW-Wind, Braunschweig	[Bunte 1993]
Korrosionsabtragsrate $V_{\text{corr,Exp}}$ (standardisiert)	$[\mu\text{m/a}]$ minWD	5	7	140		[Lifecon 2003, S102]
	$[\mu\text{m/a}]$	60			Betondeckung ≤ 2 cm	[König 2001]
	$[\mu\text{m/a}]$	20			Betond. von 2+4 cm	[König 2001]
	$[\mu\text{m/a}]$	3			Betondeckung > 4 cm	[König 2001]
Witterungskoeff. w_i	[-] ND	0,75	0,20	27		[Lifecon 2003, S102]

Expositionsklasse XD1 (mäßige Feuchte)

Kategorie			μ	σ	V	Bemerkung	Quelle
Temperatur	[K]	(+)	282,0	7+10		Außenb. Braunschweig, 282,05–273,15 = 8,9 °C	
	[K]	(+)	279,8	7+10		Außenb. Gemischt Partenkirchen	
	[K]	(+)	280,9	7+10		Außenb. Deutschland	
	[K]	(+)	301+310			Solebäder, ca. 28+37°C	
Chloridgehalt	[mg/l]		≤ 0,8			Schwimmbecken, allg.	[Freimann 2006]
	[mg/l]		≤ 1,2			Schwimmbecken, Warmsprudelbecken	[Freimann 2006]
	[mg/l]		10+50			Solewasser	[Freimann 2006]
	[mg/l]		1500			Thermalwasser	[Freimann 2006]
	[M.-%/Z]	(+)	0,35			Übliche Nutzung	[Freimann 2006]
kritischer, korrosionsausl. Chloridgehalt (Def. 2)	[M.-%/Z]	ND	0,50	0,10	20	w/b-Wert = 0,3	[Faber 2006]
	[M.-%/Z]	ND	0,80	0,10	12,5	w/b-Wert = 0,4	[Faber 2006]
	[M.-%/Z]	ND	0,90	0,15	16,7	w/b-Wert = 0,5	[Faber 2006]
Korrosionsabtragsrate $V_{\text{corr,Exp}}$ (standardisiert)	$[\mu\text{m}/a]$	minWD	30	40	133		[Lifecon 2003, S102]
	$[\mu\text{m}/a]$		10			nicht carbon. Beton, Chloridkonz. 0,5 M.-%/Z	[König 2001]
	$[\mu\text{m}/a]$		50			nicht carbon. Beton, Chloridkonz. 2,0 M.-%/Z	[König 2001]
	$[\mu\text{m}/a]$		100			carbonatisierter Beton, Chloridkonz. 0,5 M.-%/Z	[König 2001]
	$[\mu\text{m}/a]$		150			carbonatisierter Beton, Chloridkonz. 2,0 M.-%/Z	[König 2001]
Witterungskoeff. w_t	[-]	ND	0,50	0,12	24		[Lifecon 2003, S102]

Expositionsklasse XD2 (nass, selten trocken)

Kategorie			μ	σ	V	Bemerkung	Quelle
Korrosionsabtragsrate $V_{\text{corr,Exp}}$ (standardisiert)	[M.-%/Z]	ND	2,30	0,20	8,7	w/b-Wert = 0,3	[Duracrete 2000b]
	[M.-%/Z]	ND	2,10	0,20	9,5	w/b-Wert = 0,4	[Duracrete 2000b]
	[M.-%/Z]	ND	1,60	0,20	12,5	w/b-Wert = 0,5	[Duracrete 2000b]
Korrosionsabtragsrate $V_{\text{corr,Exp}}$ (standardisiert)	$[\mu\text{m}/a]$	minWD	4	6	150		[Lifecon 2003, S102]
Witterungskoeff. w_t	[-]	ND	1,00	0,25	25		[Lifecon 2003, S102]

Expositionsklasse XD3 (wechselnd nass und trocken)

Kategorie			μ	σ	V	Bemerkung	Quelle
Streusalzausbringung im Winterdienst	[g/m ²]	(+)	10			straßennahe Bauteile, Braunschweig	
	[g/m ²]	(+)	3÷24			straßennahe Bauteile, Braunschweig	
	[g/l]	(+)	6,6			straßennahe Bauteile, Braunschweig, (30x10 g/m ²)/45,6 l/m ²	
	[g/m ²]	(+)	15			straßennahe Bauteile, Garmisch Partenkirchen	
	[g/m ²]	(+)	6÷24			straßennahe Bauteile, Garmisch Partenkirchen	
	[g/l]	(+)	22,3			straßennahe Bauteile, Garmisch Partenkirchen, (125x15 g/m ²)/84 l/m ²	
Chloridgehalt	[M.-%/Z]		4,4			Maximalwert Parkhaus	[Raupach 2005]
	[M.-%/Z]		1,00			Parkhaus allgemein	[Life-365 2010]
	[M.-%/Z]		0,80			Parkhaus bei häufiger Ausspülung der Chloride	[Life-365 2010]
	[M.-%/Z]		0,85			innerstädtische Brücke, allg.	[Life-365 2010]
	[M.-%/Z]		0,68			innerstädt. bei häufiger Ausspülung der Chloride	[Life-365 2010]
	[M.-%/Z]		0,70			außerstädt. Brücke, allg.	[Life-365 2010]
	[M.-%/Z]		0,56			außerst. Brücke bei häufiger Chloridausspül.	[Life-365 2010]
kritischer, korrosionsausl. Chloridgehalt (Def. 2)	[M.-%/Z]	ND	0,50	0,10	20	w/b-Wert = 0,3	[Duracrete 2000b]
	[M.-%/Z]	ND	0,80	0,10	12,5	w/b-Wert = 0,4	[Duracrete 2000b]
	[M.-%/Z]	ND	0,90	0,15	16,7	w/b-Wert = 0,5	[Duracrete 2000b]
Korrosionsabtragsrate V _{corr,Exp} (standardisiert)	[$\mu\text{m}/a$]	minWD	30	40	133		[Lifecon 2003, S102]
	[$\mu\text{m}/a$]		10			nicht carbon. Beton, Chloridkonz. 0,5 M.-%/Z	[König 2001]
	[$\mu\text{m}/a$]		50			nicht carbon. Beton, Chloridkonz. 2,0 M.-%/Z	[König 2001]
	[$\mu\text{m}/a$]		100			carbonatisierter Beton, Chloridkonz. 0,5 M.-%/Z	[König 2001]
	[$\mu\text{m}/a$]		150			carbonatisierter Beton, Chloridkonz. 2,0 M.-%/Z	[König 2001]
Witterungskoeff. w _i	[-]	ND	0,75	0,20	27		[Lifecon 2003, S102]

Expositionsklasse XS1 (salzhaltige Luft)

Kategorie			μ	σ	V	Bemerkung	Quelle
kritischer, korrosionsausl. Chloridgehalt (Def. 2)	[M.-%/Z]	ND	0,50	0,10	20	w/b-Wert = 0,3	[Duracrete 2000b]
	[M.-%/Z]	ND	0,80	0,10	12,5	w/b-Wert = 0,4	[Duracrete 2000b]
	[M.-%/Z]	ND	0,90	0,15	16,7	w/b-Wert = 0,5	[Duracrete 2000b]
Korrosionsabtragsrate $V_{\text{corr,Exp}}$ (standardisiert)	[$\mu\text{m}/a$]	minWD	30	40	133		[Lifecon 2003, S102]
Witterungskoeff. w_t	[-]	ND	0,50	0,12	24		[Lifecon 2003, S102]

Expositionsklasse XS2 (unter Wasser)

Kategorie			μ	σ	V	Bemerkung	Quelle
kritischer, korrosionsausl. Chloridgehalt (Def. 2)	[M.-%/Z]	ND	2,30	0,20	8,7	w/b-Wert = 0,3	[Duracrete 2000b]
	[M.-%/Z]	ND	2,10	0,20	9,5	w/b-Wert = 0,4	[Duracrete 2000b]
	[M.-%/Z]	ND	1,60	0,20	12,5	w/b-Wert = 0,5	[Duracrete 2000b]
Korrosionsabtragsrate $V_{\text{corr,Exp}}$ (standardisiert)	[$\mu\text{m}/a$]	D	0	-	-		[Lifecon 2003, S102]
Witterungskoeff. w_t	[-]	D	0,50	-	-		[Lifecon 2003, S102]

Expositionsklasse XS3 (Tide-, Spritzwasser- und Sprühnebelbereiche)

Kategorie			μ	σ	V	Bemerkung	Quelle
kritischer, korrosionsausl. Chloridgehalt (Def. 2)	[M.-%/Z]	ND	0,50	0,10	20	w/b-Wert = 0,3	[Duracrete 2000b]
	[M.-%/Z]	ND	0,80	0,10	12,5	w/b-Wert = 0,4	[Duracrete 2000b]
	[M.-%/Z]	ND	0,90	0,15	16,7	w/b-Wert = 0,5	[Duracrete 2000b]
Korrosionsabtragsrate $V_{\text{corr,Exp}}$ (standardisiert)	[$\mu\text{m}/a$]	minWD	70	70	100		[Lifecon 2003, S102]
Witterungskoeff. w_t	[-]	ND	1,00	0,25	25		[Lifecon 2003, S102]

Anhang F: Anhaltswerte für Messungenauigkeiten

Messung geometrischer Eigenschaften

Kategorie		μ	μ_{max}	Bemerkung	Quelle
Allgemein	[mm/m]	± 10	$\pm 1,0$ mm	Zollstock, Maßband	[Bierbrauer 2008]
			$\pm 0,1$ mm	Schieblehre	[Bierbrauer 2008]
			$\pm 5,0$ mm	Laserdistanzmessgerät	[Bierbrauer 2008]
			$\pm 0,1$ mm	Tachymeter	[Bierbrauer 2008]
	[mm/m]	± 50		Impact-Echo-Verfahren	[Bierbrauer 2008]
Längenmessung	[mm/m] (+)	± 50	$\pm 0,1$ mm	Rißbreitenvergleichsmaßstab (Kunststoff)	
	[mm/m] (+)	± 3	$\pm 5,0$ mm	Messkarte mit Millimeterteilung (Kunststoff)	
	[mm/m] (+)	± 1	$\pm 2,0$ mm	Gliedermaßstab mit Millimeterteilung, Länge: 300 cm (Holz)	
	[mm/m] (+)	$\pm 0,5$	$\pm 1,0$ mm	Wasserwaage Aluminiumguß mit gefrästen Auflagerflächen, Länge 100 cm	
	[mm/m] (+)	$\pm 0,8$	$\pm 1,5$ mm	Wasserwaage Aluminiumrechteckrohr, Länge 200 cm	
Höhenmessung	[mm/m] (+)	± 3	$\pm 5,0$ mm	Messkarte mit Millimeterteilung (Kunststoff)	
	[mm/m] (+)	± 1	$\pm 2,0$ mm	Gliedermaßstab mit Millimeterteilung, Länge: 300 cm (Holz)	
	[mm/m] (+)	$\pm 0,5$	$\pm 1,0$ mm	Wasserwaage Aluminiumguß mit gefrästen Auflagerflächen, Länge 100 cm	
	[mm/m] (+)	$\pm 0,8$	$\pm 1,5$ mm	Wasserwaage aus Aluminiumrechteckrohr, Länge 200 cm	
Betonüberdeckung und Stababstand	[mm]	$\pm 3,0$	-	Ferroskan $a \leq 5$ cm (a: Abstand Messgerät)	[Bierbrauer 2008]
	[mm]	$\pm 1,13 a - 2,67$	-	Ferroskan $a \leq 20$ cm (a: Abstand Messgerät)	[Bierbrauer 2008]

Ermittlung von Materialfestigkeiten

Kategorie		μ	σ	V	Bemerkung	Quelle
Betondruckfestigkeit	[MN/m ²]	$\pm 1,15 \mu$	≤ 8		Rückprallhammer	[Bierbrauer 2008]
		¹⁾		6	Bohrkernpr. DIN 12504-1	[Bierbrauer 2008]
		$1,00 \mu$		≥ 10	Bohrkernpr. (9 Proben)	[Sust. Bridges 2007]
	[MN/m ²]	$1,00 \mu$	1,64		Bohrkernpr. DIN 1048	[Nicolay 1992]
	[MN/m ²]	$1,00 \mu$	1,86		Würfelpprüfung DIN 1048	[Nicolay 1992]
Betondruckfestigkeit (Kernentn. parallel zur Betonierichtung)				7	mit Ø50 mm	[Concrete Society 1976]
				5	mit Ø100 mm	
				3	mit Ø150 mm	
Betondruckfestigkeit (Kernentn. senkrecht zur Betonierichtung)				10	mit Ø50 mm	[Concrete Society 1976]
				8	mit Ø100 mm	
				6	mit Ø150 mm	
Betonstahl Zugfestigkeit	[MN/m ²]	$\pm 1,012 \mu$	-	-	Stahlzugproben DIN EN 10002	[Bierbrauer 2008]
	[MN/m ²]	$0,98 \mu$	-	-	Stahlhärtemessgerät	[Bierbrauer 2008]
Betonstahl Streckgrenze	[MN/m ²]	$\pm 1,008 \mu$	-	-	Stahlzugproben DIN EN 10002	[Bierbrauer 2008]
	[MN/m ²]	$0,90 \mu$	1		Stahlhärtemessgerät	[Bierbrauer 2008]

¹⁾ Abhängig von Prüfkörperabmessungen und Größtkorn

Anhang G: Entwicklung von Normen und Vorschriften

Auswahl in Anlehnung [Fingerloos 2009]

Zeitraum	Bemessung	Betongüte	Betonstahlgüte
1904-1915	Vorläufige Leitsätze 1904-03 Preuß. Best. 1907-05	DAfEb Best. 1908	VDEH 1911
1916-1924	DAfEb Best. 1916-01	DAfEb Best. 1916-01 (Anhang)	DIN 488:1923-07
1925-1931	DAfEb Best. 1925 DIN 1045:1925-09 DIN 1046:1925-09 DIN 1047:1925-09	DIN 1048:1925-09	
1932-1936	Best. des DAfEb 1932 DIN 1045:1932-05 DIN 1046:1932-05 DIN 1047:1932-05	DIN 1048:1932-04	DIN 488:1932-05
1937-1942	DIN 1045:1937-05 DIN 1046:1937-05 DIN 1047:1937-05	DIN 1048:1937-10	DIN 488:1939-03
1943-1958	DIN 1045:1943-03; Ä:1943-12; Ä1944-06; 1952-07 DIN 4227:1953-10 DIN 1046:1943-08; 1957-03 DIN 1047:1944-04 DIN 4223:1951-03 DIN 4225:1943-12; 1951-02; 1953-08 DIN 4231:1949-07	DIN 1048:1944-04; 1957-02	Betonrippenstahl Richtlinie 1952/54
1959-1971	DIN 1045:1959-11 DIN 4227:1960-05 DIN 1047:1960-07 DIN 4225:1960-07		
1963-1980 (DDR)	TGL 0-1045:1963-04; 1973-04; Ä:1976-06 TGL 0-1046:1963-01 TGL 0-1047:1963-03 TGL 0-4225:1963-04 TGL 11422:1964-03 TGL 0-4227:1963-05; Ä1976-06	TGL 0-1048:1963-03 TGL 21094/01:1969-12 TGL 21094/04:1969-12 TGL 33433/01:1976-06; 1979-06 TGL 33433/04:1976-06; 1979-06	TGL 101-054:1965-06 TGL 12530/01:1972-12; 1979-09 TGL 12530/02:1972-12; 1979-10 TGL 12530/03:1974-12 TGL 12530/04:1974-12 TGL 12530/08:1973-12; 1974-11 TGL 12530/09:1973-12; 1974-11; 1978-08 TGL 12530/10:1976-06; 1979-06 TGL 23879:1977-07
1972-1978	DIN 1045:1972-01 DAfStb RiL Spannbeton 1973-06; 1976-10	DIN 1048 Bl. 1:1972-01 DIN 1048-2:1972-06; 1976-02	DIN 488 Bl. 1-5: 1972-04
1978-1987	DIN 1045:1978-12 DIN 4227-1:1979-12 DIN 4227-2:1984-05 DAfStb RiL Spannbeton 1985-04	DIN 1048-1: 1978-12	DIN 488-1:1984-09 DIN 488-2+5:1986-06
1980-1990 (DDR)	TGL 33402:1980-10 TGL 33405/01:1980-10	TGL 33433/04:1984-09	TGL 12530/02:1982-12 TGL 12530/04:1983-11 TGL 12530/08:1980-07; 1987-12 TGL 12530/09:1987-08

Zeitraum	Bemessung	Betongüte	Betonstahlgüte
1988-2000	DIN 1045:1988-07; A1:1996-12 DIN 4227-1:1988-07; A1:1995-12	DIN 1048-1:1991-06 DIN 1048-2:1991-06 DIN 1048-5:1991-06	
2001-2012	DIN 1045-1:2001-07; 2008-08 DIN 1045-1 Ber. 1: 2002-07 DIN 1045-1 Ber. 2: 2005-06 DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01	DIN EN 206-1:2001-07; A1:2004-10; A2:2005-09 DIN 1045-2:2001-07; A1:2005-01; A2:2007-06; 2008-08 DIN 1045-3:2001-07; A1:2005-01; 2008-08 DIN EN 12390-1:2001-02; 2006-05 DIN EN 12390-2:2001-06; 2009-08 DIN EN 12390-3:2002-04; 2009-07	DIN 488-1+6:2009-08

Klassifizierung von Bauwerken entsprechend Baujahr

Kenntnisse hinsichtlich möglicher Defizite, abgeleitet aus den Änderungen von Normen zum Entwurf und der Errichtung von Bauwerken

Zeitraum	Regelungen und exemplarische Defizite
1953	DIN 4227: Empfehlungen zur Vermeidung von Arbeitsfugen im Bereich der Zugspannungen und zur Anordnung einer Mindestquerkraftbewehrung bei Balken ohne weitergehende Vorgaben
ab 1955	Einführung von Ausführungsbestimmungen für Spannbeton Mögliche Schwachstellen der Konstruktion vor Einführung: → große Fehleranfälligkeit bei der Ausführung von Spannbetonbauteilen
1960	Zulassung von Spannverfahren: Vorgaben zur Ausführung von Spanngliedkopplungen
1961	Erlass der Bundesländer: Begrenzung der Biegeschlankeit von Stahlbetonbauteilen Mögliche Schwachstellen der Konstruktion vor Einführung: → große Verformungen, insbes. bei schwach bewehrten Hochbaudecken
1962	Erhöhung der Betonüberdeckung im Brückenbau Mögliche Schwachstellen der Konstruktion vor Einführung: → verstärkte Bewehrungskorrosion und Abplatzungen
1966	Zusatzbestimmungen zu DIN 4227: Einführung einer verbindlichen Mindestbewehrung; Begrenzung der Betonzugspannungen; neues Bemessungskonzept gegenüber Querkraften; Mindestbewehrung in Druckzone ($d_s = 8 \text{ mm}$, $\max s = 33 \text{ cm}$) und Zugzone ($d_s = 8 \text{ mm}$, $\max s = 25 \text{ cm}$) Mögliche Schwachstellen der Konstruktion vor Einführung: → große Rissbreiten auf Grund fehlender Mindestbewehrung → Querkraftbemessung im Zustand I: rechnerisch häufig keine Schubbewehrung erforderlich und somit nur Mindestbewehrung konstruktiv vorgesehen (siehe auch Abb. A9-1)
1969	DIN 4227: Ergänzung und Verschärfung Anforderungen gegenüber 1966
1972	DIN 1045: Vergrößerung der Betondeckung; Beschränkung der Rissbreite unter Gebrauchslast durch Einführung von Grenzdurchmessern in Abhängigkeit der Bauteilform und der Betonstahlgüte Mögliche Schwachstellen der Konstruktion vor Einführung: → Bewehrungskorrosion und Abplatzungen
1972	DAfStb Richtlinie zur DIN 1045: Spannbetontragwerke sollen hinsichtlich Querkraft nach der Fachwerkanalogie bemessen werden; Unterscheidung zwischen Zone a (Bereiche ohne Biegerisse) und Zone b (Bereiche mit Biegerissen)

Zeitraum	Regelungen und exemplarische Defizite
1976	ZTV-K 76: Erhöhung der Anforderungen an die Mindestabtdurchmesser ($d_s \geq 10$ mm) und die Mindestbewehrung in Teilbereichen von Brücken
1977	Änderung Spannstahzulassungen: ≥ 30 % Spannglieder durchlaufend Mögliche Schwachstellen der Konstruktion vor Einführung: → Koppelfugen sind Schwachstellen durch Vollstoß der Spannbewehrung
1977	Sondererlass 02/77: Vorgabe von Mindestbewehrung und konstruktiver Durchbildung von die Bewehrung kreuzenden Fugen und Einführung eines linearen Temperaturgradienten für den Ermüdungsnachweis von Spanngliedkopplungen ($\Delta T = 10$ K bzw. -5 K) Mögliche Schwachstellen der Konstruktion vor Einführung: → Temperatureinfluss führt zur Rissbildung und somit zu einer nicht berücksichtigten, ungünstigeren Ermüdungsfestigkeit
1979	DIN 4227: Begrenzung der maximalen Stababstände auf 20 cm und Einführung einer veränderlichen Druckstrebenneigung ($\geq 21,8^\circ$) beim Querkraftnachweis; Einführung eines linearen Temperaturgradienten ($\Delta T = 5$ K bzw. -0 K); Modifikation Bemessungsanford. Koppelfugen Mögliche Schwachstellen der Konstruktion vor Einführung: → Annahme eines unter Gebrauchslasten planmäßig rissfreiem Zustandes ist nicht zutreffend → Zwangsschnittgrößen wurden nicht oder nicht ausreichend berücksichtigt → Betonstahlbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite oder der Schwingbreite wurde nicht ausreichend vorgesehen
1980	ZTV-K: Einführung von Mindestquerschnittsabmessungen; Vergrößerung der Betondeckung; Regelungen zur Ausführung von Koppelfugen Mögliche Schwachstellen der Konstruktion vor Einführung: → Spannbetonquerschnitte mit hohem Belegungsgrad im Steg → verstärkte Bewehrungskorrosion und Abplatzungen
1985	DIN 1072: Einführung des SLW60/30 und Erhöhung des linearen Temperaturgradienten ($\Delta T = 7,0$ K bzw. -3,5 K) Mögliche Schwachstellen der Konstruktion vor Einführung: → Unterbemessung von Straßenbrücken
1988	DIN 4227: Anhebung der Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung und Erhöhung des linearen Temperaturgradienten ($\Delta T = 7,0$ K bzw. -3,5 K) Mögliche Schwachstellen der Konstruktion vor Einführung: → größere Rissbreiten auf Grund fehlender Bewehrung
1988	DIN 1045: Beschränkung der Rissbreite unter Gebrauchslast durch Einführung von Grenzdurchmessern in Abhängigkeit der Betonstahlspannung; Einführung von Anforderungen hinsichtlich Dauerhaftigkeit
1990	ARS 10/1990: Verschärfung der Rissbreitenbeschränkung ($d_s = 12$ mm bzw. 16 mm, max s = 15 cm) Mögliche Schwachstellen der Konstruktion vor Einführung: → größere Rissbreiten auf Grund fehlender Bewehrung
1995	DIN 4227-A1: Vergrößerung der Lastannahmen, Einführung einer Robustheitsbewehrung Mögliche Schwachstellen der Konstruktion vor Einführung: → Gefahr eines Versagens ohne Vorankündigung bei Spannbetonbauteilen
2001	DIN 1045: Verschärfung Dauerhaftigkeitsanforderungen; Begrenzung der veränderlichen Druckstrebenneigung auf $18,4^\circ$ bis $59,8^\circ$ beim Querkraftnachweis Mögliche Schwachstellen der Konstruktion vor Einführung: → reduzierte Dauerhaftigkeit in Abhängigkeit der Exposition

Zeitraum	Regelungen und exemplarische Defizite
2003	DIN Fachberichte 101 und 102: Erhöhung der Verkehrslastansätze und Verschärfung der Ermüdungsnachweise; Erhöhung des linearen Temperaturgradienten und Differenzierung für unterschiedliche Querschnittstypen ($\Delta T = 10/15 \text{ K}$ bzw. $-5/-8 \text{ K}$) Mögliche Schwachstellen der Konstruktion vor Einführung: → Unterbemessung von Straßenbrücken → teilweise eingeschränkte Ermüdungssicherheit
2003	ARS 11/2003: Begrenzung der veränderlichen Druckstrebenneigung auf $29,7^\circ$ bis $59,8^\circ$ beim Querkraftnachweis
2009	DIN Fachberichte 102: Übernahme der Begrenzung der veränderlichen Druckstrebenneigung auf $29,7^\circ$ bis $59,8^\circ$ beim Querkraftnachweis

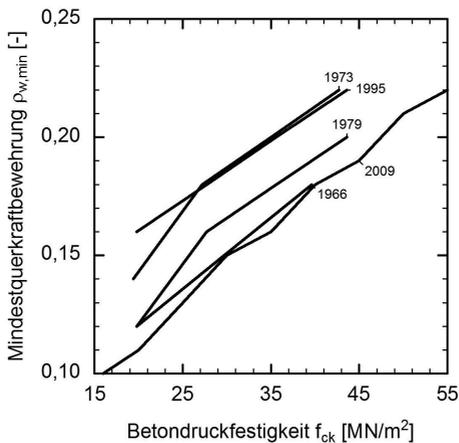


Abb. A9-1. Mindestquerkraftbewehrungsgehalt nach DIN 4227 unterschiedlicher Ausgaben bzw. DIN Fachbericht 102 mit der Betonstahlgüte BSt 500 nach [Maurer 2012]

Anhang H: Historische Betonfestigkeiten

charakteristische Druckfestigkeiten nach [DIN 1045-1:2008] in Anlehnung [Fingerloos 2009]

Bestimmung	Nennfestigkeit und Druckfestigkeit f_{ck} [MN/m ²]								
DAfE:1907 W₂₈	100	150	180	230					
zul σ_b	1,0	1,5	1,8	2,3					
2,1 / 0,85 (γ)	2,5	3,8	4,5	5,8					
gewählt f_{ck}	5	6	7	8					
DAfE:1916 W₂₈		150	180		245				
zul σ_b		3,5	3,5		3,5				
2,1 / 0,85 (γ)		8,8	8,8		8,8				
gewählt f_{ck}		7	8		9				
DAfE:1925 W_{b28}		100	130	180					
zul σ_b		3,50	4,50	6,00					
2,1 / 0,85 (γ)		8,8	11,3	17,5					
gewählt f_{ck}		8	10	12					
DAfE:1932 W_{b28}		120	160	210					
zul σ_b		3,50	4,50	7,00					
2,1 / 0,85 (γ)		8,8	11,3	17,5					
gewählt f_{ck}		8	10	12					
DIN 1045:1943 B	80	120	160		225	300	450	600	
zul σ_b		3,6	4,8		6,5	8,0	11,3	14,0	
2,1 / 0,85 (γ)		9,0	12,0		16,3	20,0	28,3	35,0	
gewählt f_{ck}		8	10		16	20	28	35	
DIN 1045:1972 Bn		50	100	150		250	350	450	550
DIN 1045:1978 B		5	10	15		25	35	45	55
Rechenwert β_R			7,0	10,5		17,5	23,0	27,0	30,0
$\beta_R / 0,82$			8,5	12,8		21,3	28,0	32,9	36,6
gewählt f_{ck}			8	12		20	28	33	36

Bestimmung	Nennfestigkeit und Druckfestigkeit f_{ck} [MN/m ²]									
ETV 1981 Bk	10	12,5	15	20	25	30	35	45	50	55
Rechenwert R_b^U	5,6	7,0	8,4	11,2	14,0	16,8	19,6	25,2	28,0	29,2
$R_b^U * 1,3 (k_b)$	7,3	9,1	10,9	14,6	18,2	21,8	25,5	32,8	36,4	38,0
gewählt f_{ck}	7	9	11	15	18	22	26	33	36	38

Zusammenstellung von Formfaktoren (Würfel)

Umrechnung von an unterschiedlichen Probewürfelabmessungen bei Trockenlagerung ermittelten Druckfestigkeiten auf den Bezugswert nach [DIN 1045-1] (Zylinderprobe $d/h = 15/30$ cm) in Anlehnung an [Seim 2007]

Kantenlänge [cm]	Berechnung			Wert
10	$0,82^{1)}$	$\cdot 1 / 0,95^{2)}$	$0,85 \div 0,90^{3)}$	$0,73 \div 0,77$
15	$0,82^{1)}$	$\cdot 1 / 0,95^{2)}$	$0,95^{3)}$	0,82
20	$0,82^{1)}$	$\cdot 1 / 0,95^{2)}$	$1,00^{3)}$	0,86
30	$0,82^{1)}$	$\cdot 1 / 0,95^{2)}$	$1,05 \div 1,10^{3)}$	$0,90 \div 0,95$

¹⁾ Umrechnung Zylinder ($d/h = 15/30$ cm) – Würfel ($a = 15$ cm)

²⁾ Umrechnung Würfel ($a = 20$ cm) – Würfel ($a = 15$ cm) nach [Seim 2007]

³⁾ Umrechnung Würfel ($a = \text{Kantenlänge}$) – Würfel ($a = 20$ cm) nach [Seim 2007]

Anhang I: Abschätzung von Verkehrslasten (Straßenbrücken)

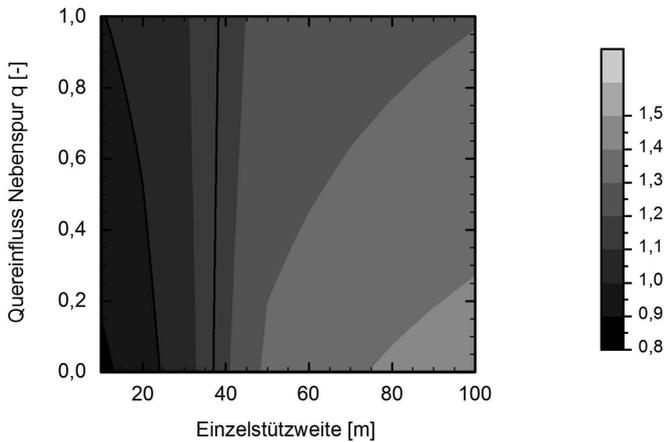


Abb. A11-1. Verhältnis zwischen Einwirkungen nach DIN-Fachbericht (LM1) und SLW 60/30 – maximale Biegemomente im Feldbereich

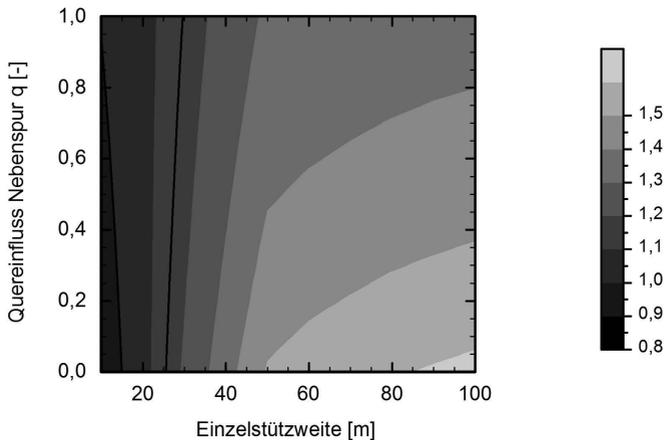


Abb. A11-2. Verhältnis zwischen Einwirkungen nach DIN-Fachbericht (LM1) und SLW 60/30 – maximale Biegemomente im Stützbereich

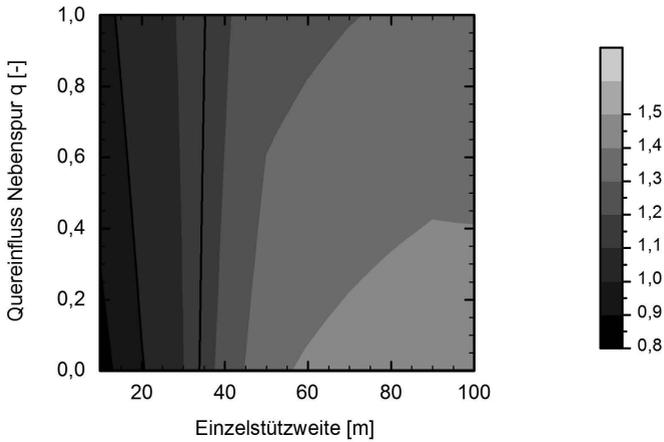


Abb. A11-3. Verhältnis zwischen Einwirkungen nach DIN-Fachbericht (LM1) und SLW 60/30 – maximale Querkraft

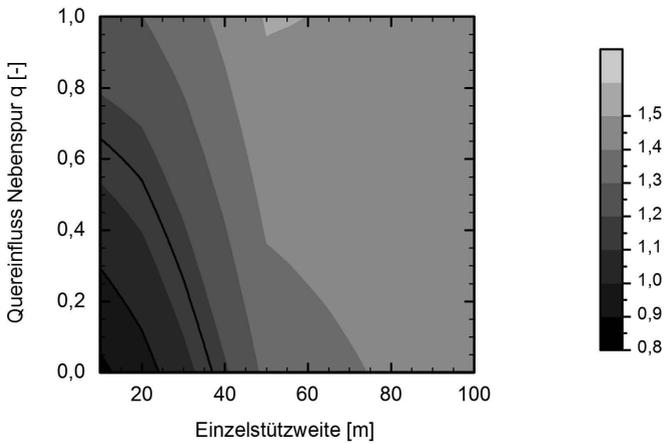


Abb. A11-4. Verhältnis zwischen Einwirkungen nach DIN-Fachbericht (LM1) und SLW 60 – maximale Biegemomente im Feldbereich

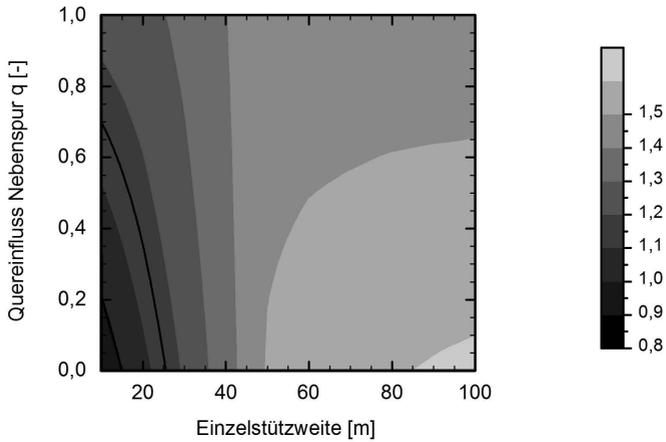


Abb. A11-5. Verhältnis zwischen Einwirkungen nach DIN-Fachbericht (LM1) und SLW 60 – maximale Biegemomente im Stützbereich

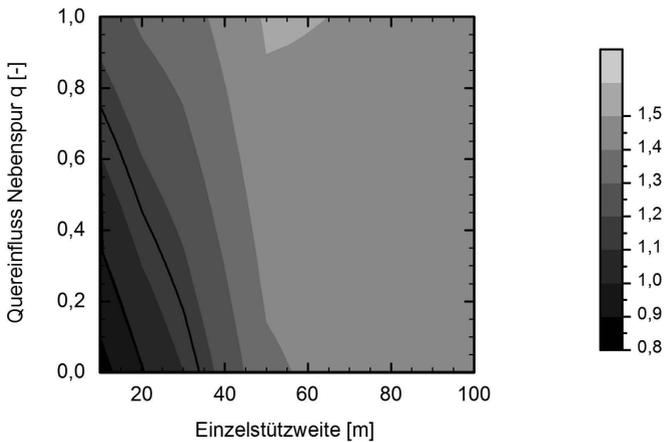


Abb. A11-6. Verhältnis zwischen Einwirkungen nach DIN-Fachbericht (LM1) und SLW 60 – maximale Querkraft

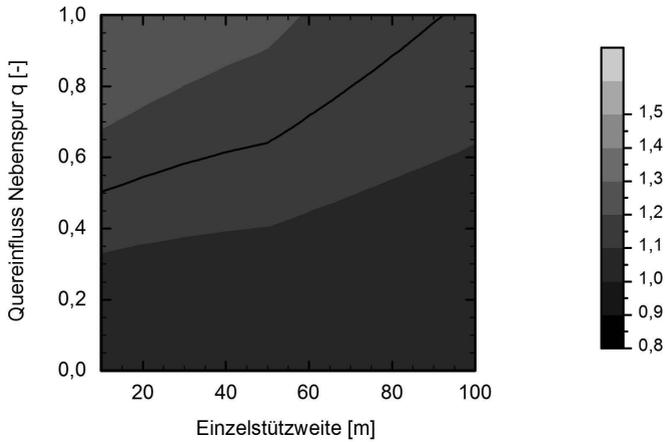


Abb. A11-7. Verhältnis zwischen Einwirkungen nach SLW 60/30 und SLW 60 – maximale Biegemomente im Feldbereich

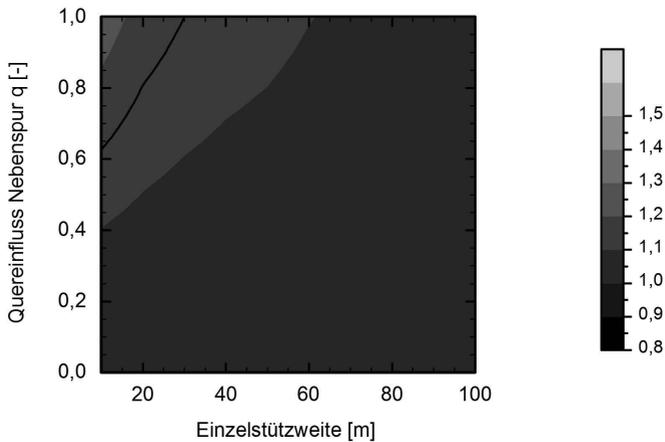


Abb. A11-8. Verhältnis zwischen Einwirkungen nach SLW 60/30 und SLW 60 – maximale Biegemomente im Stützbereich

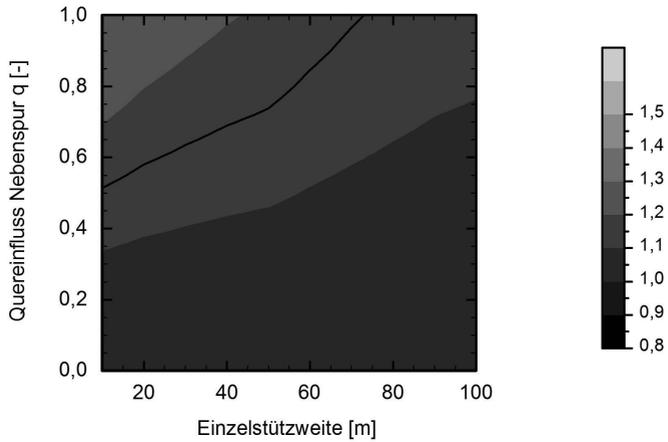


Abb. A11-9. Verhältnis zwischen Einwirkungen nach SLW 60/30 und SLW 60 – maximale Querkraft

VERZEICHNIS DER BISHER IN DER SCHRIFTENREIHE DES IBMB ERSCHIENENEN HEFTE (ISSN 1439-3875)

In der Schriftenreihe "Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig - ISSN 0178-5796 (Heft 1 bis 16 als "Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig", Heft 17 bis 39 als "Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig") sind bisher die nachfolgend aufgeführten Hefte erschienen.

Sie können bezogen werden von:

Institut für Baustoffe,
Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Bibliothek
Beethovenstraße 52
38106 Braunschweig

Tel. (05 31) 3 91-54 54
Fax (05 31) 3 91-5900
E-Mail o.dienelt@tu-bs.de

oder über jede Buchhandlung.

Kosten:
Je nach Umfang zwischen € 7 und € 30
(zuzüglich Versandkosten)

Das aktuelle Verzeichnis unter:
www.ibmb.tu-bs.de (→ Bibliothek)

Vergriffene Hefte können als Kopien gegen Erstattung der Kopierkosten bezogen werden.

Heft 1:

Deters, R.: Über das Verdunstungsverhalten und den Nachweis öliger Holzschutzmittel. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1962; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1962

Heft 2:

Kordina, K.: Das Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1963; Sonderdruck aus: Beton 13(1962), S. 11-18, 81-84

Heft 3:

Eibl, J.: Zur Stabilitätsfrage des Zweigelenkbogens mit biegeweichem Zugband und schlaffen Hängestangen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1963; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1963

Heft 4:

Kordina, K.; Eibl, J.: Ein Verfahren zur Bestimmung des Vorspannverlustes infolge Schlupf in der Verankerung. Zur Frage der Temperaturbeanspruchung von kreiszylindrischen Stahlbetonsilos. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1964; Sonderdruck aus: Beton- und Stahlbetonbau 58(1963), S. 265-268; 59(1964), S. 1-11

Heft 5:

Ertingshausen, H.: Über den Schalungsdruck von Frischbeton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1965; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Hannover, 1965

Heft 6:

Waubke, N.V.: Transportphänomene in Betonporen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1966; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 7:

Ehm, H.: Ein Beitrag zur rechnerischen Bemessung von brandbeanspruchten balkenartigen Stahlbetonbauteilen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 8:

Steinert, J.: Möglichkeiten der Bestimmung der kritischen Last von Stab- und Flächen-tragwerken mit Hilfe ihrer Eigenfrequenz. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 9:

Lämmke, A.: Untersuchungen an dämm-schichtbildenden Feuerschutzmitteln. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 10:

Rafla, K.: Beitrag zur Frage der Kippstabilität aufgehängter Träger. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 11:

Ivanyi, G.: Die Traglast von offenen, kreisförmigen Stahlbetonquerschnitten: Brazier-Effekt. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 12:

Meyer-Ottens, C.: Brandverhalten verschiedener Bauplatten aus Baustoffen der Klassen A und B. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1969

Heft 13:

Fuchs, G.: Zum Tragverhalten von kreisförmigen Doppelsilos unter Berücksichtigung der Eigensteifigkeit des Füllgutes. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 14:

Meyer-Ottens, C.: Wände aus Holz und Holzwerkstoffen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Sonderdruck aus: Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung, H.56(1969)

Heft 15:

Lewandowski, R.: Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten anhand von Betongüteküwürfeln und -bohrproben. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1970

Heft 16:

Neubauer, F.-J.: Untersuchungen zur Frage der Rissesicherung von leichten Trennwänden aus Gips-Wandbauplatten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1969

Heft 17:

Meyer-Ottens, C.; Kordina, K.: Gutachten über das Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton: aufgestellt für den Fachverband Gasbetonindustrie. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1970

Heft 17:

Meyer-Ottens, C.; Kordina, K.: Gutachten über das Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton. Erw. Neuaufl. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974

Heft 18:

Bödeker, W.: Die Stahlblech-Holz-Nagelverbindung und ihre Anwendung: Grundlagen und Bemessungsvorschläge. Braunschweig. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1971; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1971, ISBN 3-89288-057-3

Heft 19:

Meyer-Ottens, C.: Bauaufsichtliche Brandschutzvorschriften: Beispiele für ihre Erfüllung bei Wänden, Brandwänden und Decken. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1971

Heft 20:

Liermann, K.: Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbrückenpfeilern mit Rollenlagern. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972, ISBN 3-89288-056-5

Heft 22:

Nürnbergger, U.: Zur Frage des Spannungsrißkorrosionsverhaltens kohlenstoffarmer Betonstähle in Nitratlösungen unter Berücksichtigung praxisnaher Verhältnisse. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972, ISBN 3-89288-054-9

Heft 23:

Meyer-Ottens, C.: Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972

Heft 24:

El-Arousy, T.H.: Über die Steinkohlenflugasche und ihre Wirkung auf die Eigenschaften von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge im frischen und festen Zustand. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973, ISBN 3-89288-053-0

Heft 25:

Rieche, G.: Mechanismen der Spannungs-korrosion von Spannstählen im Hinblick auf ihr Verhalten in Spannbetonkonstruktionen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973, ISBN 3-89288-052-2

Heft 26:

Tennstedt, E.: Beitrag zur rechnerischen Ermittlung von Zwangsschnittgrößen unter Berücksichtigung des wirklichen Verformungsverhaltens des Stahlbetons. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-051-4

Heft 27:

Schneider, U.: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973

Heft 28:

Neisecke, J.: Ein dreiparametrisches, komplexes Ultraschall-Prüfverfahren für die zerstörungsfreie Materialprüfung im Bauwesen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-050-6

Heft 29:

Kordina, K.; Maack, P.; Hjorth, O.: Traglastermittlung an Stahlbeton-Druckgliedern. Schlußbericht (AIF-Nr. 956). Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-048-4

Heft 30:

Eibl, J.; Ivanyi, G.: Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit von Randbalken bei Stahlbetondecken. Schlußbericht, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974

Heft 31:

Kordina, K.; Janko, B.: Stabilitätsnachweise von Rahmensystemen im Stahlbetonbau. Schlußbericht (AIF-Nr. 1388), Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-049-2

Heft 32:

Hjorth, O.: Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1976; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1975

Heft 33:

Klingsch, W.: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter schlanker Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1976; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1976

Heft 34:

Djamous, F.: Thermische Zerstörung natürlicher Zuschlagstoffe im Beton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977

Heft 35:

Haksever, A.: Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahlbetonrahmen im Brandfall. Braunschweig. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977

Heft 36:

Storkebaum, K.-H.: Ein Beitrag zur Traglastermittlung von vierseitig gelagerten Stahlbetonwänden. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977, ISBN 3-89288-045-X

Heft 37:

Bechtold, R.: Zur thermischen Beanspruchung von Außenstützen im Brandfall. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977, ISBN 3-89288-046-8

Heft 38:

Steinert, J.: Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesbeton aus dem Wassereindringverhalten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Unveränderter Nachdruck der Erstveröffentlichung Bad Honnef, Osang, 1977 (Zivilschutzforschung, Bd. 7)

Heft 39:

Weiß, R.: Ein haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1978; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1978, ISBN 3-89288-047-6

Heft 40:

Alda, W.: Zum Schwingkriechen von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1978; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1978, ISBN 3-89288-035-2

Heft 41:

Teutsch, M.: Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken mit rechteckigem Querschnitt unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-036-0

Heft 42:

Schneider, U.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1979

Heft 43:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Veröffentlichungen 1967 bis 1979. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-037-9

Heft 44:

Kordina, K.; Fröning, H.: Druckmessungen in Silozellen mit einer neu entwickelten Sonde. Abschlußbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-038-7

Heft 45:

Henke, V.: Ein Beitrag zur Zuverlässigkeit frei gelagerter Stahlbetonstützen unter genormter Brandeinwirkung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1980; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1980

Heft 46:

Schneider, U.; Haksever, A.: Wärmebilanzrechnungen für Brandräume mit unterschiedlichen Randbedingungen (Teil 1). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1980

Heft 47:

Walter, R.: Partiiell brandbeanspruchte Stahlbetondecken: Berechnung des inneren Zwanges mit einem Scheibenmodell. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-039-5

Heft 48:

Svensvik, B.: Zum Verformungsverhalten gerissener Stahlbetonbalken unter Einschluß der Mitwirkung des Betons auf Zug in Abhängigkeit von Last und Zeit. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-040-9

Heft 49:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Veröffentlichungen 1967 bis 1981. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-041-7

Heft 50:

Ojha, S.K.: Die Steifigkeit und das Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken unter kombinierter Beanspruchung aus Torsion, Biegemoment, Querkraft und Axialkraft. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-042-5

Heft 51:

Henke, V.: Zusammenstellung und Anwendung Bayes'scher Verfahren bei der Stichprobenbeurteilung. Projekt D1 des SFB 148. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-043-3

Heft 52:

Haksever, A.: Stahlbetonstützen mit Rechteckquerschnitten bei natürlichen Bränden. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Habil.-Schr., Technische Universität Istanbul, 1982, ISBN 3-89288-044-1

Heft 53:

Weber, V.: Untersuchung des Reiß- und Verformungsverhaltens segmentärer Spannbetonbauteile. Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-017-4

Heft 54:

Ranisch, E.-H.: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton: geklebte Bewehrung. Unveränderter Nachdruck der Ausgabe 1982. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-010-7

Heft 55:

Wiedemann, G.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982

Heft 56:

Timm, R.: Ein geometrisch und physikalisch nichtlineares Rechenmodell zur optimalen Biegebemessung ebener Stahlbetonrahmen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-018-2

Heft 57:

Diederichs, U.: Untersuchungen über den Verbund zwischen Stahl und Beton bei hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-019-0

Heft 58:

Schneider, U.: Wärmebilanzrechnungen in Verbindung mit Versuchen in Brandräumen (Teil 2). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-020-4

Heft 59:

Dobbernack, R.: Wärmebilanzrechnungen in Brandräumen unter Berücksichtigung der Mehrzonenmodellbildung (Teil 3). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-021-2

Heft 60:

Hillger, W.: Verbesserungen und Erweiterungen von Ultraschallprüfverfahren zur zerstörungsfreien Fehlstellen- und Qualitätskontrolle von Betonbauteilen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-014-X

Heft 61:

Blume, F.: Zur Wirklichkeitsnähe der Lastannahmen in Silovorschriften für Zellen aus Stahlbeton und Spannbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-013-1

Heft 62:

Nölting, D.: Das Durchstanzen von Platten aus Stahlbeton : Tragverhalten, Berechnung, Bemessung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-012-3

Heft 63:

Wesche, J.: Brandverhalten von Stahlbetonplatten im baupraktischen Einbauzustand. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-009-3

Heft 64:

Droese, S.: Untersuchungen zur Technologie des Gleitschalungsbaus. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-000-X

Heft 65:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Forschungsarbeiten 1978 - 1983. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-001-8

Heft 66:

Hegger, J.: Einfluß der Verbundart auf die Grenztragfähigkeit von Spannbetonbalken. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-002-6

Heft 67:

Kepp, B.: Zum Tragverhalten von Verankerungen für hochfeste Stäbe aus Glasfaser-verbundwerkstoff als Bewehrung im Spannbetonbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-003-4

Heft 68:

Sager, H.: Zum Einfluß hoher Temperaturen auf das Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-004-2

Heft 69:

Haß, R.: Zur praxisgerechten brandschutz-technischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-005-0

Heft 70:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: 17. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, März 1986, Kurzfassungen der Beiträge. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-006-9

Heft 71:

Ehm, C.: Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton unter zweiaxialer Beanspruchung und hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-007-7

Heft 72:

Hartwich, K.: Zum Riß- und Verformungsverhalten von Stahlfaserverstärkten Stahlbetonstäben unter Längszug. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-008-5

Heft 73:

Scheuermann, J.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Verbund und Rißbildung von Stahlbetonbauteilen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-011-5

Heft 74:

Hinrichsmeyer, K.: Strukturorientierte Analyse und Modellbeschreibung der thermischen Schädigung von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-015-8

Heft 75:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Fachseminar Neue Bemessungsregeln durch Änderung der Stahlbeton- und Spannbetonvorschriften DIN 1045, DIN 4227, Juni 1986, Kurzfassungen der Beiträge. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-022-0

Heft 76:

Budelmann, H.: Zum Einfluß erhöhter Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton mit unterschiedlichen Feuchtegehalten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-016-6

Heft 77:

Großmann, F.: Spannungen und bruchmechanische Vorgänge im Normelbeton unter Zugbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-023-9

Heft 78:

Rohling, A.: Zum Einfluß des Verbundkriechens auf die Rißbreitenentwicklung sowie auf die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-024-7

Heft 79:

Henning, W.: Zwangrißbildung und Bewehrung von Stahlbetonwänden auf steifen Unterbauten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-025-5

Heft 80:

Richter, E.: Zur Berechnung der Biegetragfähigkeit brandbeanspruchter Spann-betonbauteile unter Berücksichtigung geeigneter Vereinfachungen für die Materialgesetze. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-026-3

Heft 81:

Kiel, M.: Nichtlineare Berechnung ebener Stahlbetonflächentragwerke unter Einschluß von Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-027-1

Heft 82:

Konietzko, A.: Polymerspezifische Auswirkungen auf das Tragverhalten modifizierter zementgebundener Betone (PCC). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-028-X

Heft 83:

Grzeschkowitz, R.: Zum Trag- und Verformungsverhalten schlanker Stahlbetonstützen unter besonderer Berücksichtigung der schiefen Biegung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-030-1

Heft 84:

Wiese, J.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonplatten unter partieller Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-031-X

Heft 85:

Rudolph, K.: Traglastberechnung zweiachsig biegebeanspruchter Stahlbetonstützen unter Brandeinwirkung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-032-8

Heft 86:

Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.; Noack, I.: Einfluß der Eigenbrandlast auf das Brandverhalten von Bauteilen aus brennbaren Baustoffen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989, in Vorbereitung, ISBN 3-89288-058-1

Heft 87:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Forschungsarbeiten 1984 - 1989. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989, ISBN 3-89288-034-4

Heft 88:

Grossert, E.: Untersuchungen zum Tragverhalten von Massivbrücken mit zweizelligem Kastenquerschnitt. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1989, ISBN 3-89288-059-X

Heft 89:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Weiterbildungsseminar "Bauen in Europa", 15.-16. November 1990 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-063-8

Heft 90:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Claußen, T.; Voß, K.-U.: Vorspannung im Hochbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1991, ISBN 3-89288-064-6

Heft 91:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachtagung Spannbeton im Hoch- und Industriebau, Kurzreferate, 1991, ISBN 3-89288-065-4

Heft 92:

Heins, T.: Simulationsmodell zur sicherheitstechnischen Beurteilung der Rauchausbreitung in ausgedehnten Räumen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1991; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, ISBN 3-89288-066-2

Heft 93:

Hagen, E.: Zur Prognose des Gefährdungspotentials von Raumbränden. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1992; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1991, ISBN 3-89288-072-7

Heft 94:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Instandsetzung und Ertüchtigung von Massivbauten", 14.-15. November 1991 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-068-9

Heft 95:

Qualitätssicherung im Bauwesen, VMPA-Tagung 1992, 25.-26.06.1992, Tagungsbericht, ISBN 3-89288-071-9

Heft 96:

Weiterbildungsseminar "Brandschutz im Industriebau", 30.09.1992 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-070-0

Heft 97:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Neue Technologien im Bauwesen", 12.-13.11.1992 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-073-5

Heft 98:

Gunkler, E.: Verstärkung biegebeanspruchter Mauerwerkswände durch bewehrte Ergänzungsschichten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1992, ISBN 3-89288-074-3

Heft 99:

Dorn, T.: Zur Berechnung des Tragverhaltens brandbeanspruchter Tragwerke in Verbundbauweise unter besonderer Berücksichtigung der Träger-Stützen-Anschlüsse. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1992, ISBN 3-89288-075-1

Heft 100:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Stahlfaserbeton", 04.03.1993 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-076-X

Heft 101:

Falkner, H.; Teutsch, M.: Vergleichende Untersuchungen an unbewehrten und stahlfaserbewehrten Industriefußböden. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-077-8

Heft 102:

Falkner, H.; Teutsch, M.: Comparative studies of plain and steel fiber reinforced concrete industrial ground slabs. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-078-6

Heft 103:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1993: Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis. 06.-07.10.1993, Kurzreferate, ISBN 3-89288-079-4

Heft 104:

Thienel, K.-C.: Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Beanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-080-8

Heft 105:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Braunschweiger Bauseminar 1993 "Dauerhafte Bauwerke aus Faserbeton", 11.-12.11.1993 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-081-6

Heft 106:

Neuentwicklungen im baulichen Brandschutz. Dr. Meyer-Ottens 60 Jahre; Fachseminar 18.03.1994 in Braunschweig, ISBN 3-89288-085-9

Heft 107:

Bunte, D.: Zum karbonatisierungsbedingten Verlust der Dauerhaftigkeit von Außenbauteilen aus Stahlbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-086-7

Heft 108:

Holzenkämpfer, P.: Ingenieurmodell des Verbundes geklebter Bewehrung für Betonbauteile. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-087-5

Heft 109:

Forschungsarbeiten 1990 - 1994. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-088-3

Heft 110:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Rohde, S.: Untersuchung der Schubtragfähigkeit und der Wasserundurchlässigkeit von Arbeitsfugen unter Verwendung von Stremaform-Abschalelementen.

Falkner, H.; Teutsch, M.; Claußen, T.: Schubtragfähigkeit des Verußbetons zwischen Köcher-, Block oder Hülsenfundamenten und Stützenfuß bei unterschiedlich profilierten Betonoberflächen.

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-089-1

Heft 111:

Voß, K.-U.: Zum Trag- und Verformungsverhalten bei Schwellbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-090-5

Heft 112:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 05./06.10.1994 in Braunschweig; Kurzreferate, 1994, ISBN 3-89288-092-1

Heft 113:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Aus der Forschung in die Praxis: 10./11.11.1994; Braunschweiger Bauseminar 1994, ISBN 3-89288-091-3

Heft 114:

Warnecke, P.: Tragverhalten und Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk, 1995

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-094-8

Heft 115:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1995: 6. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis: 04.-05.10.1995, Kurzreferate, ISBN 3-89288-093-X

Heft 116:

Huang, Z.: Grenzbeanspruchung gebetteter Stahlfaserbetonplatten, 1995

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-095-6

Heft 117:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Huang, Z.: Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Industriefußböden aus Stahlfaserbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-096-4

Heft 118:

Kubat, B.: Durchstanzverhalten von vorge-spannten, punktförmig gestützten Platten aus Stahlfaserbeton, 1995

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-097-2

Heft 119:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Dichte Bauwerke: 09./10.11.1995; Braunschweiger Bauseminar 1995, ISBN 3-89288-091-3

Heft 120:

Steinert, C.: Bestimmung der Wärmeübergangsbedingungen auf Bauteile im Brandfall, Abschlußbericht, 1995, ISBN 3-89288-099-9

Heft 121:

Schütte, J.; Teutsch, M.; Falkner, H.: Fugenlose Betonbodenplatten, Forschungsbericht, 1996, ISBN 3-89288-100-6

Heft 122:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 24./25.09.1996 in Braunschweig, Kurzreferate, 1996, ISBN 3-89288-101-4

Heft 123:

Droese, S.; Riese, A.: Belastungsversuche an zwei Durchlauf-Plattenstreifen aus Elementplatten mit Aufbeton aus Stahlfaserbeton, 1996, ISBN 3-89288-102-4

Heft 124:

Hankers, C.: Zum Verbundtragverhalten laschenverstärkter Betonbauteile unter nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung, 1996

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1996, ISBN 3-89288-103-0

Heft 125:

Schmidt-Döhl, F.: Ein Modell zur Berechnung von kombinierten chemischen Reaktions- und Transportprozessen und seine Anwendung auf die Korrosion mineralischer Baustoffe, 1996

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1996, ISBN 3-89288-104-9

Heft 126:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Ingenieurbauwerke mit neuen Konzepten: 14./15.11.1996, Braunschweiger Bauseminar 1996, ISBN 3-89288-105-7

Heft 127:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1990 - 1993, 1996, ISBN 3-89288-106-5

Heft 128:

Festschrift zum 65. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy: Baustoffe in Praxis, Lehre und Forschung, 1997, ISBN 3-89288-107-3

Heft 129:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1994, 1997, ISBN 3-89288-108-1

Heft 130:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1995, 1997, ISBN 3-89288-109-X

Heft 131:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Klinkert H.: Trag- und Verformungsverhalten dynamisch beanspruchter Fahrbahnen aus Beton- und Stahlfaserbeton, Forschungsbericht, 1997, ISBN 3-89288-110-3

Heft 132:

Schütte, J.: Einfluß der Lagerungsbedingungen auf Zwang in Betonbodenplatten, 1997
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1997, ISBN 3-89288-111-1

Heft 133:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1997: 7. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis: 01.-02.10.1997, Kurzreferate, ISBN 3-89288-112-X

Heft 134:

Ameler, J.: Betonverhalten bei hohen Temperaturen und triaxialer Beanspruchung - FE-Modell auf der Basis der Betonstruktur, 1997
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1997, ISBN 3-89288-113-8

Heft 135:

Tagung Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk: 06./07.11.1997 in Braunschweig, ISBN 3-89288-114-6

Heft 136:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Innovatives Bauen: 13./14.11.1997, Braunschweiger Bauseminar 1997, ISBN 3-89288-115-4

Heft 137:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1996 - 1997. 1998. ISBN 3-89288-116-2

Heft 138:

Scheibe, M.: Vorhersage des Zeitstandverhaltens unidirektionaler Aramidfaserverbundstäbe in alkalischer Umgebung. 1998.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 1998. ISBN 3-89288-117-0

Heft 139:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten : 29./30.9.1998 in Braunschweig ; Kurzreferate. 1998. ISBN 3-89288-118-9

Heft 140:

Gutsch, A.: Stoffeigenschaften jungen Betons - Versuche und Modelle. 1998. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss. ISBN 3-89288-119-7

Heft 141:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.] Beton auf neuen Wegen : 12.-13.11.1998 ; Braunschweiger Bauseminar 1998. ISBN 3-89288-120-0

Heft 142:

Betonbau - Forschung, Entwicklung und Anwendung : Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing Horst Falkner am 20.4.1999. 1999.
ISBN 3-89288-121-9

Heft 143:

Teutsch, M ; Klinkert, H.
Leistungsklassen von Stahlfaserbeton. 1999.
ISBN 3-89288-122-7

Heft 144:

Forschungsarbeiten 1995 - 1999. 1999.
ISBN 3-89288-123-5

Heft 145:

Braunschweiger Brandschutztage 1999: 8. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis ; 4.-5. Oktober 1999 in Braunschweig., Kurzreferate. 1999.
ISBN 3-89288-124-3

Heft 146:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Bauen im nächsten Jahrtausend : 11.11.-12.11.1999 ; Braunschweiger Bauseminar 1999.
ISBN 3-89288-125-1

Heft 147:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 28./29.3.2000 in Braunschweig; Kurzreferate, 2000.
ISBN 3-89288-126-X

Heft 148:

Hariri, K.: Bruchmechanisches Verhalten jungen Betons - Laser-Speckle-Interferometrie und Modellierung der Rißprozeßzone. 2000.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2000.
ISBN 3-89288-127-8

Heft 149:

Wigger, H.: Rissbildung in historischem Natursteinmauerwerk : Beobachtung, Versuche und Berechnungsmodelle. 2000.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2000.
ISBN 3-89288-128-6

Heft 150:

Neubauer, U.: Verbundtragverhalten geklebter Lamellen aus Kohlenstoffaser – Verbundwerkstoff zur Verstärkung von Betonbauteilen. 2000
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2000.
ISBN 3-89288-129-4.

Heft 151:

Brandschutz in Chemikalienlagern. 2000.
ISBN 3-89288-130-8

Heft 152:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Trends und Entwicklungen im Bauwesen : 9.-10.11.2000 ; Braunschweiger Bauseminar 2000.
ISBN 3-89288-131-6

Heft 153:

Rostásy, F.S. ; Budelmann, H. [Hrsg.]
Rissbeherrschung massiger Betonbauteile : Bauwerk, Werkstoff, Simulation ; Braunschweig, 20.3.2001.
ISBN 3-89288-132-4

Heft 154:

Krauß, M. ; Hariri, K. ; Rostásy, F.S.
Hydratationsgrad, Ultraschall-Technik zur Beschreibung der Erhärtung, bruchmechanisches Verhalten jungen Betons : Berichte ; Forschungsprojekt der EU (Brite Euram BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 3-89288-135-9.

Heft 155:

Gutsch, A. ; Rostásy, F.S.
Spannungs-Dehnungslinie, viskoelastisches Verhalten und autogenes Schwinden jungen Betons : Berichte ; Forschungsprojekt der EU (Brite Euram BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 3-89288-136-7

Heft 156:

Rostásy, F.S. ; Krauß, M. ; Gutsch, A.
Spannungsberechnung und Risskriterien für
jungen Beton – Methoden des iBMB : Be-
richt ; Forschungsprojekt der EU (Brite
Euram BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 3-89288-137-5

Heft 157:

Rostásy, F.S. ; Krauß, M. ; Gutsch, A.
Früher Zwang in massigen Sohlplatten :
Bericht ; Forschungsprojekt der EU (Brite
Euram BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 4-89288-138-3

Heft 158:

Braunschweiger Brandschutztag 2001: 9.
Fachseminar Brandschutz - Forschung und
Praxis ; 1.-2. Oktober 2001 in Braun-
schweig., Kurzreferate. 2001.
ISBN 3-89288-139-1

Heft 159:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Bauen im Wandel der Zeit : 8.-9.11.2001 ;
Braunschweiger Bauseminar 2001. 2001.
ISBN 3-89288-140-5.

Heft 160:

Beiträge zum 40. Forschungskolloquium
des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton :
11.-12.10.2001 in Braunschweig. 2001.
ISBN 3-89288-141-3

Heft 161:

Dora, B.: Hydraulisch erhärtende Baustoffe
aus Betonbrechsand – Phasenveränderun-
gen durch Temperaturbehandlung und Ein-
satzmöglichkeiten.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2001.
ISBN 3-89288-142-1.

Heft 162:

RO 70 : 50 Jahre Forschung und 25 Disser-
tationen ; Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. zum
70 Geburtstag gewidmet. 2002.
ISBN 3-89288-143-X.

Heft 163:

Praxisseminar Brandschutz bei Sonderbau-
ten : 1. und 2. Oktober 2002 in Braun-
schweig ; Kurzreferate.
2002.
ISBN 3-89288-144-8

Heft 164:

Stahlfaserbeton : Ein unberechenbares Ma-
terial? ; 14.-15. November - Braunschwei-
ger Bauseminar 2002.
ISBN 3-89288-145-6

Heft 165:

Niemann, P.
Gebrauchsverhalten von Bodenplatten aus
Beton unter Einwirkungen infolge Last und
Zwang. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.,
2002.
ISBN 3-89288-146-4

Heft 166:

Budelmann ; H. ; Falkner, H. [Hrsg.]
Bauen im Bestand : 25. März 2003.
ISBN 3-89288-147-2

H. 167:

Blume, G.W.: Ingenieurmodell zur brand-
schutztechnischen Bemessung von Bautei-
len auf der Basis von experimentell ermit-
telten Verbrennungseffektivitäten. 2003.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2002.
ISBN 3-89288-148-0

H. 168:

Braunschweiger Brandschutztag 2003: 10.
Fachseminar Brandschutz - Forschung und
Praxis ; 30.9. - 1.10.2003 in Braunschweig.,
Kurzreferate. 2003.
ISBN 3-89288-149-9

H. 169:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Bauforschung und –praxis in schwierigen
Zeiten : 13. und 14. November ; Braun-
schweiger Bauseminar 2003.
ISBN 3-89288-150-2

H 170:

Hemmy, O.: Zum Gebrauchs- und Tragverhalten von Tunnelschalen aus Stahlfaserbeton und stahlfaserverstärktem Stahlbeton.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2003.

ISBN 3-89288-151-0

H. 171:

Dehne, M.: Probabilistisches Sicherheitskonzept für die brandschutztechnische Bemessung. 2003.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2003.

ISBN 3-89288-153-7

H. 172:

Paliga, K.: Entstehung und Vermeidung von Betonabplatzungen bei Tunnelbränden. 2003.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2003.

ISBN 3-89288-154-5

Heft 173:

Festschrift zum 60 Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dietmar Hosser : Brandschutz und mehr...

2003.

ISBN 3-89288-152-9

Heft 174:

Timm, M.: Verbundwirkung des Betons im Bereich von STREMAFORM - Abschalelementen : Untersuchungsbericht ; Okt. 2000. 2004.

ISBN 3-89288-156-1

Heft 175:

Zehfuß, J.: Bemessung von Tragsystemen mehrgeschossiger Gebäude in Stahlbauweise für realistische Brandbeanspruchung.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004.

ISBN 3-89288-155-3

Heft 176:

Nause, P.: Berechnungsgrundlagen für das Brandverhalten von Druckgliedern aus hochfestem Beton. 2004.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004.

ISBN 3-89288-157-X

Nicht in der Schriftenreihe erschienen.

Heft 177:

Budelmann ; H. ; Falkner, H. [Hrsg.]

Bauen im Bestand : 23. März 2004.

ISBN 3-89288-158-8

H. 178:

Praxisseminar Brandschutz bei Sonderbauten : 29. – 30.9.2004 in Braunschweig ; Kurzreferate. 2004.

ISBN 3-89288-159-6

H. 179:

Krauß, M.: Probabilistischer Nachweis der Wirksamkeit von Maßnahmen gegen frühe Trennrisse in massigen Betonbauteilen. 2004.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004.

ISBN 3-89288-160-X.

H. 180:

Weiske, R.

Durchleitung hoher Stützlasten bei Stahlbetonflachdecken. 2004.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004.

ISBN 3-89288-161-8.

H. 181:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]

Qualität im Bauwesen : 11. und 12. Nov. ; Braunschweiger Bauseminar 2004.

ISBN 3-89288-162-6

H. 182:

Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Klaus Peter Großkurth : Struktur und Anwendung der Baustoffe. 2005.

ISBN 3-89288-163-4

H. 183:

Budelmann, H. ; Laube, M. ; Hinrichs, W. [Hrsg.]

Bauen im Bestand : 23. Februar 2005.

ISBN 3-89288-164-2

H. 184:

Hinrichs, W.

Charakterisierung einer einheitlichen Messmethodik und Validierung ausgewählter Verfahren für die Bestimmung der Maschenweiten von Stahldrahtgeweben : Das Forschungsvorhaben wurde von der Stiftung Stahlanwendungsforschung im Stifterverband für die Deutsche Wissenschaft e.V. gefördert (Az: A 182/S24/10036/02. 2005). ISBN 3-89288-166-9.

H. 185:

Braunschweiger Brandschutz-Tage '05 : 11. Fachseminar Brandschutz – Forschung und Praxis, 28. und 29. Sept. 2005 in Braunschweig, Tagungsbericht. ISBN 3-89288-167-7.

H. 186:

Will, J.: Entwicklung eines sauerstoffkalorimetrischen Verfahrens zur Bestimmung von Brandparametern bei unterschiedlich ventilierten Bränden. 2005. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2005. ISBN 3-89288-168-5.

H. 187:

Rigo, E.M.: Ein probabilistisches Konzept zur Beurteilung der Korrosion zementgebundener Baustoffe durch lösenden und treibenden Angriff. 2005. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2005. ISBN 3-89288-169-3.

H. 188:

Budelmann, H. ; Gutsch, A.-W. [Hrsg.] Bauen im Bestand : Beton in der Abwassertechnik ; 6. Sept. 2005. ISBN 3-89288-170-7.

H. 189:

Gerritzen, D.P.
Zur Frage der Nutzbarkeit verbundlos vorgespannter Stahlbetondecken nach Brandeinwirkung. 2005. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2005. ISBN 3-89288-171-5.

H. 190:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.] Bewe(ä)rteter Betonbau : 10. und 11. November ; Braunschweiger Bauseminar 2005. ISBN 3-89288-172-3

H. 191:

Kurzberichte aus der Forschung 2005. 2006. ISBN 3-89288-173-1

H. 192:

Praxisseminar Brandschutz bei Sonderbauten : 26.-27. Sept. 2006 ; Kurzreferate. ISBN-10: 3-89288-174-X ISBN-13: 978-3-89288-174-2.

H. 193:

Sperling, D.
Eine Methode zur automatisierten Überwachung von Spannbetonfahrwegträgern. 2006. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2006. ISBN-10: 3-89288-175-8 ISBN-13: 978-3-89288-175-9.

H. 194:

Grunert, J.P.
Zum Tragverhalten von Spannbetonfertigteiltälken aus Stahlfaserbeton ohne Betonstahlbewehrung. 2006. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2006. ISBN-10: 3-89288-176-6 ISBN-13: 978-3-89288-176-6.

H. 195:

Budelmann, H. ; Gutsch, A.-W. [Hrsg.] Bau Symposium Braunschweig (BSB 2007) : Stand und Entwicklung des Trockenbaus ; 8. März. 2007. ISBN 978-3-89288-177-3.

H. 196:

Bruder, S.
Adaptive Modellierung der Dauerhaftigkeit im Zuge der Überwachung von Betonbauwerken. 2007. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 1996. ISBN 978-3-89288-178-0.

- H. 197:
Holst, A.
Korrosionsmonitoring und Bruchortung
vorgespannter Zugglieder in Bauwerken.
2007.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-179-7.
- H. 198:
Forell, B.
A Methodology to assess Species Yields of
Compartment Fires by means of an ex-
tended Global Equivalence Ratio Concept.
2007.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-180-3.
- H. 199:
Braunschweiger Brandschutz-Tage '07 : 21.
Fachseminar Brandschutz – Forschung und
Praxis, 26. und 27. Sept. 2007 in Braun-
schweig, Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-181-0.
- H. 200:
Nothnagel, R.
Hydratations- und Strukturmodell für Ze-
mentstein. 2007.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-182-7
- H. 201:
Riese, O.
Ein Brandausbreitungsmodell für Kabel.
2007.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-183-4
- H. 202:
Braunschweiger Brandschutz-Tage '08 : 22.
Fachtagung ; Brandschutz bei Sonderbauten
, 30.9. – 1.10.2008 – Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-185-8
- H. 203:
Klinzmann, C.
Methodik zur computergestützten,
probabilistischen Bauwerksbewertung unter
Einbeziehung von Bauwerksmonitoring.
2008.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-186-5.
- H. 204:
Schnetgöke, R.
Zuverlässigkeitsorientierte Systembewer-
tung von Massivbauwerken als Grundlage
für die Bauwerksüberwachung. 2008.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-187-2.
- H. 205:
Budelmann, H. ; Gutsch, A.-W. [Hrsg.]
Bau Symposium Braunschweig (BSB
2008): Konstruktiver Holzbau ; 4. Novem-
ber 2008.
ISBN 978-3-89288-188-9.
- H. 206:
Kampmeier, B.
Risikogerechte Brandschutzlösungen für
den mehrgeschossigen Holzbau. 2008.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2008.
ISBN 978-3-89288-189-6.
- H. 207:
Husemann, U.
Erhöhung der Verbundtragfähigkeit von
nachträglich aufgeklebten Lamellen durch
Bügelumschließungen.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2009.
ISBN 978-3-89288-190-2
- H. 208:
Braunschweiger Brandschutz-Tage '09 : 23.
Fachtagung Brandschutz – Forschung und
Praxis, 29.9.2008 – 30.9.2009 ; Tagungs-
band.
ISBN 978-3-89288-191-9
- H. 209:
Sperbeck, S.T.
Seismic Risk Assessment of Masonry Walls
and Risk Reduction by Means of Prestress-
ing. 2009.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2009.
ISBN 978-3-89288-192-6

H. 210:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 2010 : :
24. Fachtagung ; Brandschutz bei Sonderbauten , 21. und 22.9.2010 – Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-194-0

H. 211:

Hohm, V.
Wärmetransportmodell für gekoppelte Prozesse in der Brandsimulation. 2010.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-195-7.

H. 212:

Kruse, D.
Entwicklung von Hochleistungsbrandschutzbeschichtungen zum Entzündungsschutz von Holz unter Vollbrandbedingungen. 2011.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2010.
ISBN 978-3-89288-196-4.

H. 213:

Twelmeier, H.
Dauerhaftigkeitsprognose der Verfügun-
g von gipshaltigem historischem Mauerwerk.
2011.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2010.
ISBN 978-3-89288-197-1.

H. 214:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 2011 : :
25. Fachtagung Brandschutz – Forschung
und Praxis, 27. und 28.9.2011 – Tagungs-
band.
ISBN 978-3-89288-198-8

H. 215:

Hollmann, D.W.
Grundlagen und Ingenieurmodell für den
Nachweis von Holzbauteilen mit Hochleis-
tungsbrandschutzbeschichtungen. 2011.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2011.
ISBN 978-3-89288-199-5

H. 216:

Rostásy, F.S.
Assessment of Mechanical Properties of
Structural Materials for Cryogenic Applica-
tion (June 1988). 2011.
ISBN 978-3-89288-200-8

H. 217:

Albrecht, C.
A risk-informed and performance-based life
safety concept in case of fire. 2012.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2012.
ISBN 978-3-89288-202-2.

H. 218:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 2012 : :
26. Fachtagung Brandschutz bei Sonderbauten,
19. und 20.9.2012 – Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-203-9.

H. 219:

Wichers, M.
Bemessung von bewehrten Betonbauteilen
bei Teilflächenbelastung unter Berücksich-
tigung der Rissbildung. 2013.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss. 2013.
ISBN 978-3-89288-204-6.

H. 220:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 2013 : :
27. Fachtagung Brandschutz – Forschung
und Praxis ; 25. und 26.9.2013 – Tagungs-
band.
ISBN 978-3-89288-205-5

H. 221:

Krakowski, W..
Rissverhalten von Flächentragwerken aus
Stahlbeton mit schiefwinkliger Bewehrung.
2013.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss. 2013.
ISBN 978-3-89288-206-0

H. 222:

Krauss, H.-W.
Zur Auswirkung hochfeiner inerter Zusatz-
stoffe auf die Hydratationskinetik und die
Mikrostruktur von Zementstein. 2013.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss. 2013.
ISBN 978-3-89288-207-7

H. 223:

Steven, G.
Trag- und Nachbruchverhalten von Stützen
aus ultrahochfestem Beton mit hochfester
Längsbewehrung. 2014.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2014.
ISBN 978-3-89288-208-4

H. 224:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 2014 : :
28. Fachtagung Brandschutz bei Sonder-
bauten ; 16. und 17.9.2014 – Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-209-1.

H. 225:

Heumann; G.
Zuverlässigkeitsorientierte Bewertung be-
stehender Bauwerke aus Stahlbeton und
Spannbeton. 2014.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2014.
ISBN 978-3-89288-210-7

