

Nº. 10



11
102
1004

Leibniz
Universität
Hannover

Berichte des Instituts für Massivbau

Michael Hansen

Monitoringgestützte Risikobewertung bestehender Massivbauwerke



Fraunhofer IRB  Verlag

Berichte

des Instituts für Massivbau der Leibniz Universität Hannover
Herausgeber:
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx
Leibniz Universität Hannover – Institut für Massivbau
Heft 10, Februar 2014

Fraunhofer IRB Verlag

Herausgeber

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx
Leibniz Universität Hannover
Institut für Massivbau
Appelstraße 9A
30167 Hannover

Alle Rechte vorbehalten

Dieses Werk einschließlich aller seiner Teile ist urheberrechtlich geschützt. Jede Verwertung in anderen als den gesetzlich zugelassenen Fällen bedarf deshalb der vorherigen schriftlichen Einwilligung des Herausgebers.

© 2014 by Univ.-Prof. Steffen Marx
Leibniz Universität Hannover
Institut für Massivbau
ISBN (Print): 978-3-8167-9298-7
ISBN (E-Book): 978-3-8167-9299-4

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau IRB
Postfach 80 04 60, 70504 Stuttgart
Telefon 0711 970-2500
Telefax 0711 970-2508
E-Mail irb@irb.fraunhofer.de
URL <http://www.baufachinformation.de>

Kurzfassung

Monitoringgestützte Risikobewertung bestehender Massivbauwerke

Der Zusammenhang zwischen der Sicherheit eines Bauwerks auf der einen und der Überprüfung seines Zustandes und Messung seiner Beanspruchung auf der anderen Seite ist nicht neu. In vielen Bereichen des Bauwesens finden dafür entsprechende Untersuchungen statt. Diese verfolgen einerseits das Ziel, die auf das Bauwerk wirkenden Einwirkungen genauer einschätzen zu können. Aus diesem Grund werden einige Einwirkungen unmittelbar mit Sensoren erfasst (z. B. Temperatur), andere hingegen nur indirekt z. B. über Bauteilreaktionen (z. B. Gewichts- und Verkehrslasten). Andererseits sollen mit einer Überprüfung frühzeitig Schäden oder Überbeanspruchungen festgestellt werden, um eine Schadensbehebung oder im Extremfall den Schutz von Personen und Sachmitteln zu ermöglichen.

Sobald die Öffentlichkeit durch ein katastrophales Bauwerkversagen schockiert wird, reagiert die Fachwelt z. T. mit innovativen, oftmals jedoch mit lange bekannten und in Vergessenheit geratenen Ansätzen. Die Gründe des Bauwerkversagens stehen dabei nicht immer im Fokus der Entwicklungen. Dies wurde wieder einmal z. B. nach dem tragischen Einsturz der Eissporthalle in Bad Reichenhall deutlich. In diesem Fall führten – wie im Regelfall – verschiedene Einflüsse und Randbedingungen zum Unglück und „neue“ Messverfahren können nur begrenzt dienlich sein.

Eine kostenverträgliche Erhaltung der Infrastruktur steht weltweit im Fokus der Untersuchungen. Nachdem bereits einige katastrophale Brückeneinstürze zu verzeichnen sind, werden auch die Politik und die Bevölkerung auf dieses Problem aufmerksam. Ein vorrangiges Ziel der bisherigen und aktuellen Forschungsarbeiten ist es, aus dem Gesamtbestand der Infrastrukturbauwerke eine klassifizierte Übersicht zu erstellen. Damit soll eine prioritätenorientierte, kostenoptimierte Instandhaltungsstrategie entwickelt werden. Für diese Aufgabe stehen bspw. bei Brückentragwerken Datenbanksysteme bereit, in denen die aus den Brückenprüfungen zusammengetragenen Erkenntnisse über den Zustand einer Brücke formuliert sind. Aufgrund der im Regelfall nur unzureichend vorliegenden Informationen sind die darauf basierenden Erhaltungsstrategien noch sehr anfällig.

Mit Prognosen über den Zustand wird versucht, den Erhaltungsaufwand abzuschätzen und zu planen. Die dafür erforderlichen Eingangswerte können mit statistischen Mitteln aus Messreihen und Simulationen abgeleitet werden. Ein weiterer Schritt besteht nun darin, diese statistischen Daten numerisch weiter zu bearbeiten und auf Wahrscheinlichkeitstheoretischer Grundlage Prognosen zu formulieren. Für diese Arbeitsschritte bestehen sowohl national als auch international erste Ansätze. Ob damit genauere Vorhersagen möglich werden, hängt letztlich von der Verfügbarkeit und Qualität der relevanten Eingangswerte sowie den durch Modelle vorausgesetzten Abhängigkeiten ab.

In dieser Arbeit werden die vielfältigen Abhängigkeiten der zuvor genannten Größen benannt und Zusammenhänge dargestellt. Durch praxisnahe Anwendungen an Brücken, Windenergieanlagen und Hochbauten wird der Umgang mit der Messtechnik sowie den probabilistischen Ansätzen veranschaulicht.

Abstract

Monitoring-based risk assessment of existing concrete structures

The connection between the safety of a building on the one hand and the monitoring of its condition, as well as the measurement of its strain on the other, is well known. There are lots of respective and appropriate investigations done for that in many ranges of civil engineering. In some extent, these investigations are done for a more precise estimation of the effects influencing the building structure. Thus, some effects are directly recorded with sensors (e.g. temperature) or indirectly via component deflections (e.g. weight and traffic loads). Moreover, damage or overloads shall early be detected with check ups, to eliminate defects or even enable repair and of course protection of persons and equipment.

Whenever public is shocked by a catastrophic structural failure, experts often react on that with well-known but forgotten approaches. Often, the focus unfortunately is not set on the causes of the structural failure. This was noticeable once more after the tragic collapse of the indoor ice rink in Bad Reichenhall. Like common, in this case, different influences and constraints lead to the collapse and so-called "new" methods of measurements will only be partly helpful for prevention.

A cost compatible maintenance of infrastructure was globally brought into focus of the investigations. After a number of catastrophic bridge collapses have already been recorded, also the public and politics become aware of this problem. A prior aim of the previous and current research work is to create a classified overview out of the total stock of infrastructure buildings. Thereby, a priority-oriented, cost-effective maintenance strategy shall be developed. For this purpose there are database systems prepared in which the compiled condition knowledge e. g. of the bridge assessments are formulated. These parameters and findings are determined for bridges by regular bridge inspections. But, due to the insufficiently available information, it seems to be problematic to base sustainable maintenance strategies on them.

Condition projections aim at estimating and scheduling the maintenance effort. Therefore needed incoming parameters can be derived from former measurements and simulations with the help of statistical means. A further step then is to modify these statistics and to formulate further probabilistic forecasts. These works have both been done nationally and internationally and yet first approaches are available. Whether this leads to more accurate predictions eventually depends on the availability and quality of the relevant starting figures as well as the assumed model dependencies.

In this script, various dependencies and connections of above mentioned parameters are represented. By practical applications on bridges, wind turbines and buildings, the usage of monitoring and measuring as well as the probabilistic approaches are illustrated.

Résumé exécutive

Évaluation de risques d'ouvrages existants en béton basée sur le Monitoring

Le lien entre la sécurité d'une structure d'une part, tout comme le contrôle de son état et la mesure de son chargement d'autre part n'est pas nouveau. De nombreuses études sont menées dans les divers domaines du génie civil, dans l'optique d'estimer les cas de charge agissant sur la structure du bâtiment. Certaines de ces charges sont directement mesurées avec des capteurs, comme la température par exemple. D'autres en revanche sont mesurées indirectement par la réaction des composantes de l'édifice telles que les contraintes dues au poids propre et aux charges de trafic. Par ailleurs, cette vérification doit permettre d'identifier à temps d'éventuels dégâts ou une surcharge, afin de pouvoir les réparer ou dans un cas extrême d'assurer la protection des personnes et des biens.

Dès lors que la défaillance d'un bâtiment est publiée dans les médias, celle-ci provoque l'émoi. L'ensemble des spécialistes réagit alors en innovant mais aussi souvent par des approches connues de longue date, partiellement tombées dans l'oubli. Les raisons de la défaillance d'un bâtiment ne représentent pourtant pas toujours une priorité pour la recherche. Ceci fut significatif après l'effondrement tragique du toit d'une patinoire à Bad Reichenhall. Dans ce cas, tout comme dans le cas général, plusieurs influences et paramètres ont conduit à la catastrophe. De nouvelles méthodes de mesure n'ont cependant dans un tel cas qu'un effet restreint.

Le maintien des infrastructures à coût raisonnable est actuellement au centre de beaucoup de recherches. Avec l'effondrement de plusieurs ponts, aux conséquences dramatiques, les hommes politiques ainsi que la population ont pris conscience de ce problème. Les travaux de recherche actuels ont pour objectif essentiel de dresser une classification de l'infrastructure, dans le but de développer une stratégie d'optimisation en matière de priorités et de coûts. Dans cette optique, pour les ouvrages d'art, des bases de données complétées avec les résultats de contrôle d'ouvrage sont à disposition. À cause des informations trop souvent insuffisantes, les stratégies de conservation se basant sur ces dernières ne sont pas très fiables.

Le but des pronostics sur l'état d'un ouvrage est d'en estimer et d'en planifier l'investissement pour sa conservation. Les données nécessaires pour l'établissement de ce pronostic peuvent être obtenues par le dépouillement des mesures, leur étude statistique et par simulation. L'étape suivante réside dans l'exploitation numérique des données statistiques pour en extraire des pronostics se basant sur la théorie probabilistique. Des approches nationales et internationales existent pour progresser dans ce travail. Mais la précision de ces estimations dépend à la fois de la disponibilité et de la qualité des données enregistrées ainsi que des corrélations présupposées dans les modèles utilisés.

Dans ce travail, les contraintes entre les variables mentionnées ci-dessus seront nommées ainsi que les corrélations qui existent entre elles. Grâce à des applications pratiques aux ouvrages d'art, aux structures éoliennes et aux bâtiments, le rapport avec les techniques de mesures ainsi que l'approche probabilistique sont concrétisés.

Stichworte

Bestand ♦ Betonbauwerke ♦ Brücken ♦ Lebensdauer ♦ Lebenszyklus ♦ Massivbau ♦
Messverfahren ♦ Monitoring ♦ Probabilistik ♦ Probelastung ♦ Risiko ♦ Sicherheit ♦
Überwachung ♦ Windenergieanlagen ♦ Zuverlässigkeit

Keywords

Bridges ♦ Concrete Structures ♦ Existing Buildings ♦ Life Cycle ♦ Measurement Methods ♦
Monitoring ♦ Probabilistic ♦ Proof Load Test ♦ Reliability ♦ Risk assessment ♦ Safety ♦
Service Life ♦ Wind Energy Turbines

mot-clé

construction en béton ♦ contrôle ♦ cycle de vie ♦ durée de vie ♦ éoliennes ♦ essai de charge ♦
fiabilité ♦ méthode de mesure ♦ monitoring ♦ ouvrage existant ♦ ouvrage en béton ♦
ouvrage d'art ♦ probabilistique ♦ risque ♦ sécurité

Vorwort

Diese Arbeit ist im Rahmen meiner Tätigkeit am Institut für Massivbau der Leibniz Universität Hannover entstanden. Die dortigen Arbeitsfelder inspirierten mich, die Hintergründe vorhandener messtechnischer Überwachungen sowie der bemessungsrelevanten Sicherheitsaspekte zu hinterfragen. Seit einigen Jahren werden auch im Bauwesen verstärkt probabilistische Methoden eingesetzt. Meine thematisch in diesem Bereich angesiedelte Dissertation aus dem Jahr 2004 bot mir ein wertvolles Grundlagenwissen und ermöglichte damit die Zusammenführung verschiedener Themenfelder. Die verschiedenen praxisnahen Forschungsprojekte, die ich seither im Hochbau, im Brückenbau sowie für Windenergieanlagen bearbeiten konnte, zeigten viele Gemeinsamkeiten und die Notwendigkeit auf, die vielfältigen Aspekte der Messungen und Auswertungen an diesen Bauwerken im Zusammenhang mit sicherheits- bzw. zuverlässigkeitstheoretischen Hintergründen zu analysieren und zu dokumentieren. Diese Herausforderungen und Möglichkeiten möchte ich darstellen und hoffe, dass die vorliegende Habilitationsschrift eine breite Leserschaft findet und der geneigte Leser Nutzen aus dieser Arbeit zieht.

Im September 2012 habe ich meine Habilitationsschrift mit dem Titel „Monitoringgestützte Risikobewertung bestehender Massivbauwerke“ an der Fakultät für Bauingenieurwesen und Geodäsie der Leibniz Universität Hannover eingereicht. Herr Prof. Ludger Lohaus als Dekan hat das Verfahren in der Sitzung des Fakultätsrats am 10.10.2012 eröffnet. Am 16.1.2013 wurden in der Sitzung der Habilitationskommission die Gutachter benannt.

Kommissionsmitglieder:	Prof. Lohaus	(Baustoffe, Vorsitz)
	Prof. Grünberg	(Massivbau)
	Prof. Marx	(Massivbau)
	Prof. Schaumann	(Stahlbau)
	Prof. Schlurmann	(Küsteningenieurwesen)
	Prof. Neumann	(Geodäsie)
	Prof. Fouad	(Bauphysik)
	Dr. Steinborn	(Baustoffe)
	Hr. Weisser	(Studentischer Vertreter)
Gutachter:	Prof. Jürgen Grünberg	(Massivbau, LUH)
	Prof. Steffen Marx	(Massivbau, LUH)
	Prof. Manfred Curbach	(Massivbau, TU Dresden)
	Prof. Michael Beer	(Engineering Sustainability, University of Liverpool)

Die 90-minütige studiengangsbezogene Lehrveranstaltung mit dem Titel

„Rissbreitennachweis im Stahlbetonbau“

fand am 5.7.2013 vor ca. 90 Anwesenden statt. Nach dem wissenschaftlichen Vortrag am 6.9.2013 vor ca. 70 Teilnehmern mit dem Titel

„Lebenszyklusbewertung von Massivbauwerken“

wurde mir die Venia Legendi für das Fach „Massivbau“ verliehen und mit der Antrittsvorlesung Mitte 2014 die zugehörige Urkunde.

In meiner Habilitationsschrift habe ich die Inhalte zahlreicher eigener Forschungsarbeiten und Veröffentlichungen der letzten Jahre aufgegriffen, die maßgeblich in den zitierten Veröffentlichungen [H.1] bis [H.38] sowie den Berichten [I.1] bis [I.20] dokumentiert sind. Mit der Bearbeitung habe ich 2007 begonnen und viele interessante Diskussionen haben seither zur thematischen Abrundung beigetragen. Einigen Wegbegleitern möchte ich an dieser Stelle herzlich danken:

Meinem langjährigen Institutsleiter und Doktorvater Herrn Prof. Dr.-Ing. Jürgen Grünberg danke ich herzlich für die Möglichkeit zur Habilitation, der stets überaus kompetenten fachlichen Unterstützung und seinem väterlichen Rat. Herrn Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx als nachfolgendem Institutsleiter danke ich vor allem für die Freiheiten, durch die mir die Fertigstellung dieser Arbeit erst möglich wurde und für das überaus kollegiale Verhältnis am Institut. Herrn Prof. Dr. Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach und Herrn Prof. Dr.-Ing. Michael Beer gilt mein besonderer Dank für die Übernahme des Coreferats. Herrn Prof. Dr.-Ing. Ludger Lohaus als Vorsitzenden der Habilitationskommission, allen Kommissionsmitgliedern sowie der Fakultät für Bauingenieurwesen und Geodäsie möchte ich herzlich für die Möglichkeit zur Habilitation sowie die damit verbundenen Aufwendungen danken.

Über allem steht natürlich der besondere Dank für meine Familie. Ohne die mentale Unterstützung meiner wunderbaren Frau Gitta und unserer beiden Kinder Finn Alexander und Jorina Sophie, die uns stets mit sehr großem Stolz erfüllen, hätte ich diese Arbeit wohl niemals anfertigen können. Diesen wichtigsten Menschen in meinem Leben möchte ich diese Arbeit widmen.

Inhalt

1	Einleitung und Überblick.....	1
1.1	Einführung	1
1.2	Problemstellung und Motivation.....	2
1.3	Stand der Forschung	5
1.4	Zielsetzung und Nutzen	6
1.5	Überblick über die nachfolgenden Kapitel	6
2	Risiko, Zuverlässigkeit und Sicherheit	9
2.1	Risiko.....	9
2.1.1	Risikoklassifikation	11
2.1.2	Risikowahrnehmung und -akzeptanz	11
2.1.3	Versagensfolgenbewertung.....	16
2.1.4	Bezugszeitraum, Nutzungszeitraum und Lebensdauer	19
2.1.5	Zuverlässigkeitsklassen und Zielzuverlässigkeit.....	22
2.2	Fehler, Schäden und Unsicherheiten.....	30
2.2.1	Fehlerquellen in den Planungsphasen	30
2.2.1.1	Entwurf/Planung.....	30
2.2.1.2	Berechnung.....	30
2.2.1.3	Herstellung.....	33
2.2.1.4	Nutzung.....	33
2.2.2	Fehlermechanismen.....	33
2.2.3	Fehler und Schäden an Bauwerken	34
2.2.4	Schadensarten, -ursachen und -bewertung.....	36
2.2.5	Unsicherheiten – Arten und Herkunft/Ursache	39
2.2.6	Faktor Mensch – Human Errors/Gross Errors	41
2.3	Bewertungs- und Zuverlässigkeitsverfahren im Überblick	45
2.3.1	Bewertungsverfahren	45
2.3.2	Methoden zur Sicherstellung einer ausreichenden Zuverlässigkeit	47
2.3.2.1	Allgemeine Beschreibung	47
2.3.2.2	Dauerhaftigkeitsbetrachtungen.....	48
2.3.2.3	Tragwerksbewertungen	48
2.3.3	Zuverlässigkeitsverfahren	49
2.4	Stochastische Eingangswerte und Modellunsicherheiten	51
2.4.1	Stochastische Eingangswerte	51
2.4.2	Einwirkungen und Einwirkungsmodelle	52
2.4.3	Widerstände und Widerstandsmodelle.....	53
2.5	Sicherheitselemente und Grenzzustände	59
2.5.1	Sicherheitselemente der Bemessung.....	60
2.5.1.1	Teilsicherheitsbeiwerte	60
2.5.1.2	Kombinationswerte	65
2.5.2	Grenzzustände.....	67
2.5.2.1	Grenzzustände der Dauerhaftigkeit (DLS).....	68

2.5.2.2	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (SLS)	75
2.5.2.3	Grenzzustände der Tragfähigkeit (ULS)	76
2.5.2.4	Grenzzustände der Ermüdung (FLS)	79
2.5.3	Teilsicherheitsbeiwerte für Neu- und Bestandsbauten	85
2.6	Systemzuverlässigkeit	88
2.6.1	Serien- und Parallelsysteme	89
2.6.2	Fehler-, Ereignis- und Entscheidungsbäume	91
2.7	Datenermittlung und -updating	93
2.7.1	Datenermittlung	93
2.7.1.1	Bestandsaufnahme	94
2.7.1.2	Inspektionen und Materialprüfung	94
2.7.1.3	Monitoring	95
2.7.1.4	Belastungsversuch	95
2.7.2	Berücksichtigung zusätzlicher Informationen (Updating)	96
2.7.2.1	Inspektionen	98
2.7.2.2	Belastungsversuch	99
2.7.2.3	Beanspruchungshistorie	101
2.7.2.4	Gebrauchstauglichkeit / Dauerhaftigkeit	101
2.8	Angewandte Zuverlässigkeitsanalyse	102
2.8.1	Stufen der Zuverlässigkeitsanalyse	102
2.8.2	Theorie und Praxis	103
2.8.3	Grundsätze für die Sicherheit von Bauwerken	106
2.8.4	Bestandsbauten	107
2.8.5	Lebensdauerprognosen	109
2.8.6	Instandhaltung und Bauwerksmanagement	111
2.8.6.1	Erhaltungsplanung	111
2.8.6.2	Bauwerksmanagementsysteme	112
2.8.6.3	Lebenszyklusmanagement (Life-Cycle-Engineering)	113
2.8.6.4	Praxisnahe Managementsysteme	115

3 Inspektionen und Messungen 117

3.1	Warum werden Sensoren eingesetzt?	117
3.2	Messeinrichtungen	118
3.2.1	Grundbegriffe	118
3.2.2	Verfahren und Sensoren für Messungen im Bauwesen	119
3.2.2.1	Mechanische Sensoren	120
3.2.2.2	Elektrische Sensoren	121
3.2.2.3	Optische Verfahren	125
3.2.2.4	Geodätische Verfahren	126
3.2.2.5	Temperaturmessungen	126
3.2.2.6	Messungen realer Verkehrslasten	126
3.2.2.7	Weitere Verfahren	129
3.2.2.8	Zusammenfassung	130
3.2.3	Messwertverstärker für Messungen im Bauwesen	131
3.2.4	Datenermittlung, Auswertung und Interpretation	134
3.2.4.1	Datentransport und -speicherung	134
3.2.4.2	Datenauswertung	134
3.3	Experimentelle Methoden	136

3.3.1	Laboruntersuchungen	136
3.3.2	In-situ-Messungen.....	136
3.3.3	Zerstörungsfreie und zerstörende Prüfmethoden	137
3.3.4	Monitoring	141
3.3.5	Experimentelle Tragsicherheitsbewertung.....	143
3.4	Messkonzept.....	149
3.4.1	Grundlagen	149
3.4.2	Unterteilung des Bauwerks	150
3.4.3	Datenerfassung, -sammlung und -dokumentation	151
3.4.4	Datenanalyse	152
3.4.5	Stichprobenumfang für relevante Bewertungen.....	153
3.4.6	Maßstabeffekte	158
3.5	Messunsicherheiten und Unsicherheiten in der Messtechnik	161
3.5.1	Messunsicherheiten	162
3.5.2	Unsicherheiten in der Messtechnik.....	166
3.6	Angaben zur Belastungsgeschichte aus Monitoring	167
3.7	Praxisanwendungen	167
4	Zum Risiko baulicher Anlagen.....	169
4.1	Lessons learned	170
4.2	Kosten.....	171
4.3	Hochbauten	176
4.4	Straßenbrücken	179
4.4.1	Forschungsaktivitäten (Verkehrslasterfassungen).....	182
4.4.2	Monitoring und Probelastungen bei Brücken	184
4.4.2.1	Objektbezogenes Monitoring an Kastenträgerbrücken	185
4.4.2.2	Belastungsversuche an Brücken	192
4.4.3	Probabilistische Berechnung einer Straßenbrücke	193
4.5	Windenergieanlagen (Onshore/Offshore)	200
4.5.1	Aktueller Stand.....	201
4.5.2	Forschungsaktivitäten	204
4.5.3	Monitoring	206
4.5.4	Probabilistische Berechnung einer WEA.....	209
5	Zusammenfassung und Ausblick.....	213
5.1	Zusammenfassung	213
5.2	Ausblick	215
6	Literatur.....	217
6.1	Normen und Richtlinien / Regelwerke.....	217
6.2	Literatur zu Kapitel 1	221
6.3	Literatur zu Kapitel 2: Zuverlässigkeit	222
6.4	Literatur zu Kapitel 3: Monitoring	243
6.5	Literatur zu Kapitel 4: Risiko baulicher Anlagen.....	256

6.6	Literatur mit Beiträgen des Autors (Auszug)	262
6.6.1	Bücher und Aufsätze	262
6.6.2	Tagungsbeiträge und Vorträge	263
6.6.3	Institutsberichte	265
6.7	Literatur zur Versuchstechnik.....	266
6.8	Literatur zu Anwendungen	268
6.8.1	Allgemein.....	268
6.8.2	Nachrechnungsrichtlinie	268
6.8.3	Spannungsrissskorrosion	269
7	Glossar, Abkürzungen und Verweise	271
7.1	Glossar.....	271
7.2	Abkürzungen	281
7.3	Forschungsverbunde und Kongresse	283
8	Anhang.....	285
8.1	Statistik	285
8.1.1	Gebräuchliche statistische Verteilungen	285
8.1.2	Student-Verteilung.....	286
8.2	Phasen eines Bauwerks nach VDI nach [H.18].....	287
8.3	Betondruckfestigkeiten.....	290
8.4	Zeitpunkte im DLS	292
8.4.1	Karbonatisierung	292
8.4.2	Chloridmigration	292
8.4.3	Rissbildung und Betonabplatzung.....	293
8.4.4	Querschnittsreduzierung durch Korrosion.....	293
8.5	Schadensdatenbank	294
8.6	Probabilistische Berechnungen.....	296
8.6.1	Brücken	296
8.6.2	Windenergieanlagen.....	298

1 Einleitung und Überblick

1.1 Einführung

Der Begriff „Sicherheit“ wird unterschiedlich interpretiert. Jeder verbindet damit eine ganz besondere Vorstellung. Darunter werden u. a. die Unversehrtheit des menschlichen Lebens oder materieller Güter verstanden, doch auch die fehlerfrei funktionierenden Prozesse in der Güterfabrikation oder generell die Funktionalität technischer Produkte sowie die „Verfügbarkeit“ gehören dazu. Nach [1.6] ist Sicherheit jedoch nur eine qualitative Beschreibung.

Im Bauwesen hat sich darüber hinaus noch der Begriff der „Zuverlässigkeit“ etabliert. Die International Standard Organization (ISO) hat den Begriff „Sicherheit“ speziell für den Grenzzustand der Tragfähigkeit im Bauwesen als Synonym für die Zuverlässigkeit akzeptiert [1.5]. „Sicherheit“ und „Zuverlässigkeit“ stehen in einem engen Zusammenhang miteinander und haben gemein, dass sie i. d. R. nur als operative Größen angegeben werden (können). Somit wird bspw. die Zuverlässigkeit als abgeleitete Größe der operativen Versagenswahrscheinlichkeit hergeleitet. In diese gehen wiederum messbare Parameter ein, die (vorausgesetzten) stochastischen Gesetzmäßigkeiten folgen. Unter Annahme eben dieser eingehenden Variablen und mechanisch begründeter Versagensmechanismen ergibt sich ein Rechenwert für die Versagenswahrscheinlichkeit. Diese Wahrscheinlichkeit ist eine operative Größe, da in der Berechnung nicht alle Randbedingungen und Einflussgrößen berücksichtigt werden. Somit sind bspw. die statistisch nur unzureichend erfassbaren individuellen menschlichen Fehlhandlungen nicht enthalten.

Die Überwachung von Tragwerksteilen oder Gesamtsystemen mit entsprechender Messtechnik wird allgemein als „*Monitoring*“ bezeichnet. Die kontinuierliche Messdatenerfassung bei Ingenieurbauten entspricht ihrem Wesen einer *Dauermessung* und keinem „Online-Monitoring“, da die Messdatenanalyse i. d. R. zeitversetzt durchgeführt wird. Hingegen werden die Messdaten bei sicherheitsrelevanten Fragestellungen ohne Zeitversatz ausgewertet und an einen „Entscheidungsträger“ geleitet. Die Ergebnisse können somit in Form einer *messwertgestützten Bewertung*, sog. „Ampel-Systemen“ kurzfristig zur Verfügung gestellt werden. Diese Form des *Monitorings* wird bspw. bei gefährdeten oder besonders exponierten Tragwerken oder bei Systemen, deren Versagen zu unverhältnismäßig hohen Versagensfolgen führen würde, eingesetzt. Im Bauwesen finden sich dafür ebenso einige Beispiele: nach dem Einsturz der Eissporthalle in Bad Reichenhall wurde der Ruf nach entsprechender Überwachungssystemen bei Hallen laut, um ein Versagen frühzeitig feststellen zu können. Die Überprüfung der Lagerkräfte bei der Trogbücke im Wasserstraßenkreuz Magdeburg stellt ebenso eine präventive Maßnahme dar, um frühzeitig eine Änderung der Lastabtragung zu erkennen. Durch katastrophale Ereignisse wie Bauwerkseinstürze und insbesondere Versagen von in hohem Maße risikobehafteten Anlagen wie z. B. Kernkraftwerken (Fukushima 2011) treten Monitoringverfahren immer weiter in den Vordergrund.

Erwartungsgemäß wirken sich Monitoring oder Dauermessungen sowie auch stichprobenartige Kurzzeitmessungen positiv auf das Sicherheitsbefinden aus. In dieser Arbeit wird der Einfluss dieser Überwachungsarten und Inspektionen auf das Sicherheitsbedürfnis bestimmt und bewertet. Schlussendlich wird die Einbeziehung dieser Kontrollmechanismen in die gängigen Regelwerke und im Speziellen in das dabei angesetzte Sicherheitskonzept betrachtet.

1.2 Problemstellung und Motivation

Die Sicherheit von Bauwerken ist subjektiv und wird individuell bewertet. Objektive Bewertungskriterien bestehen zwar in Form von Eintritts- und Versagenswahrscheinlichkeiten, die aus statistischen Kennwerten hergeleitet werden, jedoch hat ein Großteil von Schäden seinen Ursprung in Fehlern im Herstellungsprozess und/oder unsachgemäßer Nutzung, die auf diese Weise nicht erfasst werden.

Von der ersten Idee bis zum fertigen Bauwerk werden verschiedene Phasen durchlaufen. Zu Beginn steht i. d. R. ein konzeptioneller Entwurf. Auf diesem basieren die anschließende Planung, das sog. Design und die Auslegung eines Tragwerks oder Bauteils. Nach einer Entwicklung der Konstruktion folgt die Herstellung. Die Betriebs- und Nutzungsphase nimmt zumeist die längste Zeitspanne ein. Mit dem Rückbau, der Entsorgung bzw. dem Recycling endet der Zyklus eines Bauwerks. Das Gremium „Technische Sicherheit“ des VDI/VDE hat diese Phasen in seiner Denkschrift [1.7], [1.8], [H.18] spezifiziert. Im Anhang (→ Abs. 8.2) sind für die einzelnen Phasen detaillierte Ablaufdiagramme enthalten, die auch derzeit noch modifiziert werden. In diesen Diagrammen sind Randbedingungen, Verantwortlichkeiten und Überwachungs- bzw. Kontrollmöglichkeiten und -erfordernisse ausführlich beschrieben.

Phase 1	Konzeption (Idee)
Phase 2	Definition (Planung / Design)
Phase 3	Entwicklung und Konstruktion
Phase 4	Herstellung
Phase 5	Betrieb und Nutzung
Phase 6	Rückbau, Entsorgung / Recycling

Bild 1-1: Phasen eines Bauwerks von der ersten Idee bis zum Rückbau

In den Phasen 1 bis 3 „Konzeption, Definition, Entwicklung und Konstruktion“ werden die speziellen Anforderungen seitens des Bauherrn, anzusetzende Rand- und Umweltbedingungen sowie Besonderheiten für das Material und die Konstruktion berücksichtigt. Daran orientieren sich die Herstellungsmethoden sowie die Tragfähigkeits-, Gebrauchstauglichkeits- und Dauerhaftigkeitsanforderungen und die dafür eingesetzten Berechnungsmodelle. Der Bauherr sowie die normativen Regelungen legen den Zielwert der Herstellungsqualität fest, womit auch die Lebensdauer der Konstruktion wesentlich bestimmt wird.

In Phase 4 „Herstellung“ werden die Grundlagen für die angestrebte Nutzungsdauer gelegt. Die Bauwerkswiderstände sind von der Materialqualität und den Geometrien abhängig. Diese können durch den Herstellungsprozess im Vergleich zu den geplanten Größen sowohl positiv als auch negativ beeinflusst werden. Daher besteht die Notwendigkeit, die realen Bauwerkseigenschaften frühzeitig während der Planung sowie während und nach der Herstellung zu dokumentieren. Die Qualifikation der Bauausführenden nimmt einen wesentlichen Einfluss auf die Herstellungsqualität. In gleicher Weise sind auch Ausführungsfehler in der Bauphase wesentliche Faktoren für eine mangelnde Lebensdauer. Somit ist eine intensive Überwachung bzw. das Monitoring der Erstellungsphase eines Bauwerks von besonderer Bedeutung für die Gewährleistung und ggf. Verlängerung seiner

geplanten Lebensdauer, was aus ökonomischer Sicht für den Großteil der Bauwerke ansteht. Im Sonderforschungsbereich 398 wurde festgestellt, dass ein späteres Monitoring relativ wenig Nutzen bringt. Diese Aussage ist verständlicherweise nur eingeschränkt gültig, da die i. d. R. progressive Nutzung und Beanspruchung $E(t)$ kontinuierlich mit der ggf. degressiven Beanspruchbarkeit $R(t)$ abgeglichen werden sollte, vgl. Bild 1-2.

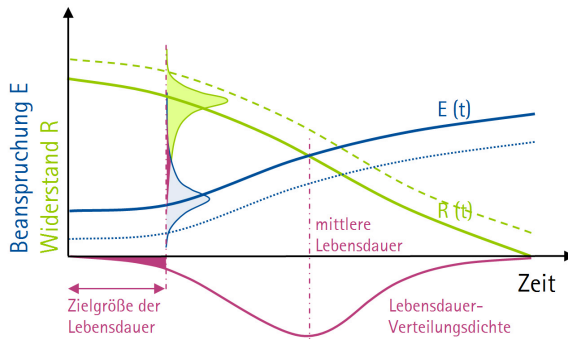


Bild 1-2: Prinzip der Lebensdauerbemessung (nach [1.4] und [1.9])

Die Phase 5 „Betrieb und Nutzung“ ist gekennzeichnet durch mehr oder weniger intensiven Betrieb und Änderungen in der Nutzung oder auch von Tragsystemen. Durch regelmäßige „Überwachungen“ sollten Bauwerksschäden und Diskrepanzen zwischen geplanter und realer Nutzung aufgedeckt werden. In dieser Phase können Anpassungen der Widerstandsgrößen an den Ist-Zustand erforderlich werden. Unter dem Begriff der „Überwachung“ fallen dabei ganz unterschiedliche Ansätze wie z. B. *Inspektionen* (→ Abs. 2.7.1.2 und 2.7.2.1) und *Monitoring* (→ Abs. 2.7.1.3, 2.7.2.4 und 3.3.4). Eine wesentliche frühzeitig zu treffende Entscheidung liegt dabei in der Wahl einer geeigneten Überwachungsstrategie, vgl. Bild 1-3.

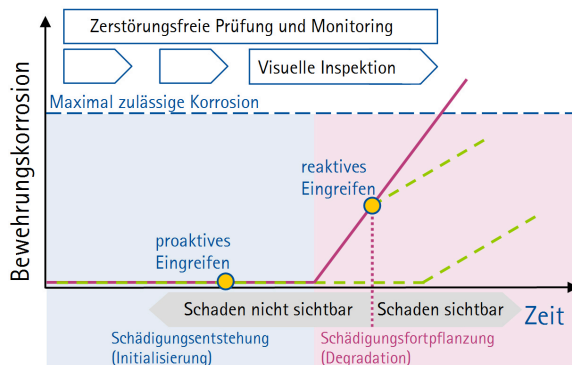


Bild 1-3: Beitrag einer proaktiven und reaktiven Bauwerksüberwachung für die Schädigungsentwicklung am Beispiel der Betonstahlkorrosion (angelehnt an [1.2] und [1.3])

Während der Initialisierungsphase eines Schadens sind i. d. R. keine Anzeichen für die Schädigung ersichtlich. Mit zerstörungsfreien Prüfmethoden (→ Abs. 3.3.3) oder Bau-

werksmonitoring (→ Abs. 3.3.4) können jedoch Informationen zum aktuellen Bauwerkszustand und damit auch zu möglichen Anfangsschäden ermittelt werden. Ein solches *proaktives* Eingreifen verschiebt den Schädigungshorizont auf der Zeitachse in die Zukunft. Hingegen ist eine *reaktive* Überwachungsstrategie dadurch gekennzeichnet, dass erst bei einem visuell erkennbaren Schaden eine Maßnahme ergriffen werden kann. Zu diesem Zeitpunkt ist der Schaden bereits weiter fortgeschritten, so dass Instandsetzungsmaßnahmen den Zustand lediglich konservieren, den ursprünglichen jedoch nicht wiederherstellen können. *Proaktive* Strategien gehen einher mit *Kosten-Nutzen-Optimierungsansätzen* (→ Abs. 4.2). In den Veröffentlichungen des fib werden diese *proaktiven* und *reaktiven* Strategien weiter ausgeführt, vgl. [1.2] und [1.3].

Ein Eingriff in den Bauwerkszustand zur Gewährleistung einer ausreichenden Zuverlässigkeit sollte von direkt am Bauwerk bestimmten Informationen über dessen Beanspruchung $E(t)$ und Widerstand $R(t)$ abhängig gemacht werden. Ausgehend von diesen kontinuierlich oder zumindest in regelmäßigen Abständen aktualisierten Informationen kann eine Erhaltungsstrategie über die gesamte Lebensdauer eines Bauwerks erstellt werden. Aus volkswirtschaftlicher Sicht ist es jedoch unsinnig, zu jeder Zeit jedes Bauwerk zu überwachen. Aber wann sollte welchem Bauwerk wie viel Aufmerksamkeit zuteil werden? Für verschiedene Ingenieurbauwerke bestehen dafür anerkannte und normativ verankerte Rahmen. Somit müssen bspw. Brückenbauwerke einer regelmäßigen Bauwerksprüfung unterzogen werden, die ausgewertet und dokumentiert zu einer Bewertung des Bauwerks führt (→ Abs. 2.7). Die Erhaltungsmaßnahmen und das *Life-Cycle-Engineering* (→ Abs. 2.8.6) für Brückenbauwerke stehen national und international im Fokus vielfältiger Untersuchungen. Für Bauwerke des üblichen Hochbaus hingegen bestehen keine derartigen Regelungen.

In jeder der in Bild 1-1 dargestellten Phasen eines Bauwerks sind sicherheitsrelevante Maßnahmen erforderlich und sinnvoll. Mit zunehmendem zeitlichen Verlauf werden die für den Erhalt bzw. die Gewährleistung einer ausreichenden Technischen Sicherheit durchzuführenden Maßnahmen kostenintensiver, siehe Bild 1-4. Somit erscheint es nahe liegend, gerade in der Entstehungsphase eines Bauwerks besonderes Augenmerk auf die Einhaltung und Überprüfung der relevanten Maßnahmen sowie deren Dokumentation zu achten. Eine Herstellungsüberwachung ist obligatorisch. Selbst eine Messkampagne im Rahmen des Rückbaus kann noch zu Erkenntnissen über das reale Tragverhalten, Degradationen und Resttragfähigkeiten führen und damit durch statische und dynamische Tests den Wissensstand erweitern.

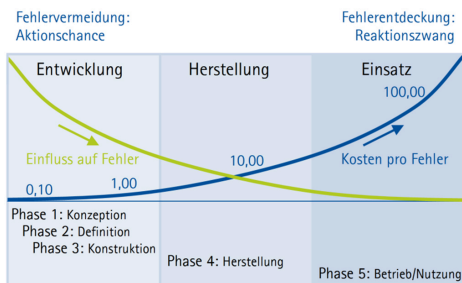


Bild 1-4: Schematische Darstellung der „Zehnerregel“ für die Fehlerkosten nach [1.1] mit Bezug zu den Planungsphasen

1.3 Stand der Forschung

Tragsysteme werden i. d. R. für Nutzungszeiträume von mehreren Dekaden ausgelegt. Dies bedingt eine sorgfältige Instandhaltung, um ihre Zuverlässigkeit und Verfügbarkeit – auch im Hinblick auf Schädigungen, wechselnden Umwelteinflüssen und Nutzungsbedingungen – zu erhalten. In der Vergangenheit hat sich bei Ingenieurbauwerken wie Brücken, Schleusen, Türmen und Windenergieanlagen gezeigt, dass die zeitabhängigen Steifigkeitsabnahmen und Beanspruchungserhöhungen zur Einschränkung der Lebensdauer der Tragwerke führen. Diese Umstände werden in verschiedenen Gremien und Forschungszentren erörtert. Im Rahmen der dortigen Untersuchungen werden Überlegungen zu Qualitätskontrollen sowie risikobasierten Analysen unter Einbeziehung von Überwachungs- bzw. Monitoringssystemen an Bauwerken formuliert.

Doch welche ist die relevante Lebensdauer? Ist es die *technische* Lebensdauer, die über die Materialschädigung infolge chemischer und physikalischer Prozesse bestimmt wird? Oder ist nicht vielmehr die *funktionelle* Lebensdauer bestimmend, bei der eine Konstruktion nicht mehr die an sie gestellten Anforderungen erfüllt? [1.10] Die *technische* Lebensdauer kann numerisch analysiert werden und steht daher im Fokus der vorliegenden Arbeit. Die *funktionelle* Lebensdauer hingegen entzieht sich diesen wissenschaftlichen und ingenieurmäßigen Ansätzen.

Probabilistische Ansätze sind seit mehreren Jahrzehnten auch im Bauwesen bekannt und werden gerade in den letzten Jahren verstärkt eingesetzt. Dies liegt zum einen an den erwarteten wirtschaftlichen Optimierungen, insbesondere bei der zunehmenden Behandlung von Bestandsbauwerken. Zum anderen sind die technischen Möglichkeiten durch verbesserte Hardware und mittlerweile auch allgemein verfügbare Software gegeben, probabilistische Rechnungen durchzuführen. Mit der Einführung des semi-probabilistischen Nachweiskonzeptes und den auch in den Anhängen der nationalen und internationalen Regelwerke enthaltenen Grundsätzen für probabilistische Verfahren wird eine breitere Fachwelt auf diese Möglichkeiten aufmerksam. Ähnlich, wie dies bei den Finite-Elemente-Methoden der Fall ist, sind auch für die probabilistischen Methoden die Hintergründe, Randbedingungen und Möglichkeiten zu beachten.

Die immer stärker auf den Bestand ausgerichtete Erhaltungsplanung führte in den letzten Jahren zu intensiven Bemühungen, auch messtechnisch den Bauwerkzustand zu erfassen und dessen Entwicklung zu prognostizieren. Eine sichere Bewertung und die darauf aufbauende Lebensdauerentwicklung eines Tragwerks sind gekennzeichnet durch qualitativ und quantitativ ausreichende Datengrundlagen. Diese werden durch Inspektionen, unterschiedlichste Messungen sowie Probelastungen ermittelt. Insbesondere in den letzten Jahren wurden vielfältige neue Verfahren und Methoden entwickelt, um mehr Kenntnisse über den Bauwerksbestand und dessen Beanspruchung zu erlangen. Die Ergebnisse fließen in Modelle zur Tragwerksbewertung ein. Diese beziehen sich auf Einzeltragwerke oder wie bspw. bei Straßenbrücken auch auf den Gesamtbestand, um erforderliche Erhaltungsplanungen daraus abzuleiten.

Zu den genannten Aspekten haben sich Interessengemeinschaften gefunden, die auf internationalen Symposien den Stand des Wissens präsentieren. In den letztjährigen Veröffentlichungen des fib wurden zahlreiche Aspekte diskutiert. Auf die für die vorliegende Arbeit relevanten Veröffentlichungen wird an entsprechender Stelle eingegangen. Für die vorliegende Arbeit wesentliche Forschungsverbünde und Kongresse werden im Glossar genannt.

1.4 Zielsetzung und Nutzen

Die einzelnen in dieser Arbeit behandelten Themengebiete werden derzeit weltweit sehr aktiv bearbeitet. Zumeist resultieren aus den Forschungsansätzen spezielle Lösungsvorschläge, sei es im Bereich der Probabilistik, der Messtechnik und der Überwachung von Bauwerken oder der praktischen Umsetzung von Instandsetzungsmaßnahmen. Da weiterführende Ansätze jedoch nur mit einem generellen Verständnis verschiedener Forschungsbereiche sinnvoll erscheinen, verfolge ich mit dieser Arbeit folgende Ziele:

- (1) Diskussion der probabilistischen Zusammenhänge für Neu- und Bestandsbauten,
- (2) Diskussion der Möglichkeiten und Unsicherheiten der Messtechnik,
- (3) Interdisziplinäre Zusammenführung der probabilistischen Methoden und messtechnischen sowie experimentellen Möglichkeiten,
- (4) Einbeziehung der Kosten für den Erhalt von Menschenleben und für die Durchführung von messtechnischen Überwachungsmaßnahmen,
- (5) Analyse und Sicherheitsbewertung verschiedener massiver Bauwerkstypen (Hochbauten, Straßenbrücken, Windenergieanlagen).

An diese Zielstellung ist auch direkt die Neuerung und der Nutzen dieser Arbeit geknüpft. Im Besonderen besteht dieser in:

- (a) der interdisziplinären Auseinandersetzung mit dem Begriff „Sicherheit“ und der erweiterten Auslegung der „Zuverlässigkeit“, „Verfügbarkeit“ und des „Risikos“;
- (b) der Darlegung der Möglichkeiten, Herausforderungen und sinnvollen Einsatzbereiche probabilistischer Berechnungen im Bauwesen;
- (c) der Zuordnung der baupraktischen Sicherheitselemente für Bestandsbauwerke und Probelastungen sowie
- (d) dem Aufzeigen wesentlicher zukünftiger Forschungsfelder im Rahmen der Zustandsbewertung und Lebensdauerprognose massiver Tragstrukturen.

1.5 Überblick über die nachfolgenden Kapitel

Im Anschluss an die Einleitung werden im Kapitel 2 das Risiko, die Sicherheit und Zuverlässigkeit sowie die in diesem Rahmen zu berücksichtigenden Eingangsgrößen diskutiert. Welche Versagenswahrscheinlichkeiten sollten für Tragwerke im Bauwesen zugelassen werden und wodurch werden die geplanten Lebensdauern beeinträchtigt? Dabei sind die zu berücksichtigenden Versagenszustände in gleicher Weise bedeutsam wie die anzusetzenden Eingangsgrößen für Neu- und Bestandsbauten. Der Einfluss von menschlichen Fehlern ist offenkundig und bleibt daher nicht unerwähnt. Das Zusammenspiel in statistischen und probabilistischen Analysen bietet neue Möglichkeiten und enthält limitierende Randbedingungen. Als Zielgröße wird eine geplante Lebensdauer anvisiert, die ggf. durch ein entspr. Instandhaltungs- und Bauwerksmanagement zu realisieren ist.

Während für Neubauten erfahrungsbasierte Einwirkungs- und Widerstandsansätze genutzt werden, können an Bestandsbauwerken durch zielgerichtete Messungen verbesserte Informationen über das Tragwerk ermittelt werden. Für eine einhergehende Neubewertung des Tragwerkzustandes sind jedoch Kenntnisse über die Genauigkeit der Messeinrichtungen und -verfahren von Interesse. Daher thematisiert das Kapitel 3 die Sensoren und Messverfahren im Bauwesen. Dabei wird ausgehend auf die Auflösung der einzelnen Sensoren auf die Messgenauigkeit einer Messkette geschlossen. Für zahlreiche messtechnische Untersuchungen stellt sich immer wieder die Frage nach einer

ausreichenden Stichprobenanzahl. Die damit verbundene Aussagegenauigkeit der Messungen wird hinterfragt.

Im Kapitel 4 werden die theoretischen Ansätze und messtechnischen Möglichkeiten vereint. Eingangs wird dargelegt, dass Bauwerkseinstürze vorhandene Sicherheitslücken offenbaren, und aus den früheren Fehlern unter „lessons learned“ auch ein Nutzen für die Zukunft zu ziehen ist. Verbesserungen des Sicherheitsbedürfnissen, wie sie durch zusätzliche Inspektionen und Überwachungen erlangt werden, sind nicht kostenlos. Daher werden Kostenansätze zur Berücksichtigung messtechnischer Überwachung entwickelt. Die bisher allgemein gehaltenen Beschreibungen werden an drei unterschiedlichen Bauwerkstypen dokumentiert. Für Hochbauten werden praxisnahe Einsätze von Probekbelastungen und Widerstandsuntersuchungen beschrieben. An zwei vorgespannten Straßenbrücken werden messtechnische Einrichtungen zur Schwerverkehrsermittlung dargestellt. Zudem wird auf probabilistische Ansätze der Lebensdauerermittlung eingegangen. Für Windenergieanlagen im Allgemeinen und für die Betonschäfte im Besonderen werden ebenfalls die messtechnische Überwachung und Auswertung sowie eine mögliche Weiterverwertung der Messdaten behandelt.

Die Zusammenfassung und der Ausblick bilden den Schluss dieser Arbeit. Im Glossar sind Fachausdrücke der Probabilistik, der Messtechnik und des Bauwesens enthalten.



Bild 1-5: Teilbereiche der vorliegenden Arbeit

2 Risiko, Zuverlässigkeit und Sicherheit

Der Begriff „Risiko“ wird vielseitig verwendet. Im *Banken- und Versicherungswesen* wird eine (versicherungsmathematische) Sichtweise angewendet, in welcher Risiken hin und her transferiert werden. Dabei ist ein Risiko oftmals nichts anderes als ein monetärer Verlust, der noch nicht stattgefunden hat [2.73]. Die *Wirtschaftswissenschaft* versteht das Risiko als Verfehlen unternehmerischer Ziele in Kombination mit der Verlustgefahr durch Fehlentscheidungen. Dortige Risikobetrachtungen zielen darauf ab, dem Management Mittel und Wege zu geben, das Risiko von Fehlentscheidungen, Verlusten und negativen Zielabweichungen zu reduzieren (risk management). In [2.120] werden weitere Betrachtungsweisen formuliert: Die *Rechtswissenschaft* forscht nicht aktiv am Risiko, bietet jedoch mit verschiedenen Gesetzen ein präventives Modell der Risikoversorge. Die *soziologische* Risikoforschung wird dadurch charakterisiert, dass sie das Schwergewicht auf die Analyse des sozialen Umgangs mit Unsicherheit und Ungewissheit der modernen Gesellschaft legt, sowie in die Beziehung zwischen Verursacher und Betroffenen. Die gesellschaftliche Sicht wird in der *Kulturanthropologie* berücksichtigt und geht dort in die Risikowahrnehmung und -bewertung ein. In der *Psychologie* werden menschliche Verhaltensmuster erforscht und versucht, diese in generalisierbare Eigenschaften zu überführen. Beispielhafte Anwendungsgebiete hierfür sind die Arbeits- und Verkehrspsychologie sowie die Leistungsmotivations-, Unfall- und Sicherheitsforschung. Die Beziehungen von Mensch, Gesellschaft, Natur und Technik werden auch unter *philosophischen* Gesichtspunkten untersucht. Verschiedene Aspekte der Risikobetrachtung (Risikoverständnis, -produktion, -situation, -wahrnehmung, -identifikation, -bewertung, -management) werden analysiert und mit materiellen und ideellen Prozessen der Welt verknüpft.

Im Ingenieurwesen oder auch allgemeiner ausgedrückt im Bereich „*Natur und Technik*“ wird angestrebt, die Schadensdimensionen für Mensch-Technik-Systeme zu begrenzen. Nachfolgend sollen ausgehend von dem ingenieurtechnischen Verständnis die Grundlagen für Risikobetrachtungen erörtert werden.

2.1 Risiko

Risiko wird im Allgemeinen als Produkt aus Versagens- bzw. Eintrittswahrscheinlichkeit P_f (Probability of failure) und den Versagens- bzw. Eintrittsfolgen C_f (Consequences of failure) verstanden, vgl. Gl. (2-1). Diese Definition wird auch in der Versicherungsbranche genutzt und in monetären Einheiten oder in der Anzahl an Unfällen bzw. Todesfällen ausgedrückt. Innerhalb der Risikoanalyse sind Versagensanalysen durchzuführen, bei denen zufällige Fehlerquellen (z. B. Materialqualität) und systematische Fehlerquellen (z. B. menschliches Fehlverhalten) identifiziert und bewertet werden müssen. In einem weiteren Schritt sind die Versagensfolgen und deren Kosten zu analysieren.

$$\text{Risk} = R = P_f \cdot C_f \quad (2-1)$$

Für eine probabilistische Risikoanalyse (PRA, Probabilistic Risk Analysis) oder auch probabilistische Sicherheitsanalyse (PSA, Probabilistic Safety Analysis) bestehen bisher kaum allgemeingültige Ansätze. Nach [2.78] kann eine Risikoanalyse in einem generischen Format ausgedrückt werden, welches unabhängig von einer möglichen Anwendung ist.

In der Nuklearindustrie hat sich eine Klassifizierung der PRA bzw. PSA als sinnvoll erwiesen:

- Level 1: Analyse der Eintrittswahrscheinlichkeit für verschiedene kritische Situationen in Kernkraftwerken
- Level 2: Analyse der Eintrittswahrscheinlichkeiten und der Konsequenzen für verschiedene kritische Situationen in Kernkraftwerken
- Level 3: wie Level 2 mit Ergänzung der Einflüsse auf Menschen und möglichen Todesfällen

Sicherheit wird i. d. R. am Risiko gemessen. In diesem Kontext sind auch Begriffe wie „Zuverlässigkeit“, „Instandhaltbarkeit“ und „Verfügbarkeit“ zu nennen. In Industrie bereichen mit hohem Investitionsvolumen und Risikopotential sowie insbes. in der Bahnindustrie ist die Abkürzung RAMS für *Reliability, Availability, Maintenance and Safety* etabliert, vgl. auch [R.54]. Ein (scheinbar) erhöhtes Risiko kann zu angstbedingten Überreaktionen führen. Jedoch ist die Angst kein Maßstab für Sicherheit.

Die „Technische Sicherheit“ muss den gesamten Lebenszyklus eines Produktes bzw. eines Bauwerkes umfassen. Dabei ist Technische Sicherheit innerhalb jeder der in Bild 1-1 dargestellten, zum Lebenszyklus zählenden sechs Phasen zu erzeugen und anhand vorgegebener Sicherheitsziele zu überprüfen.

Technische Sicherheit wird erreicht, indem:

- a) Produkte unter dem Aspekt der Sicherheit konstruiert werden;
Im Bauwesen ist ein ausreichender Sicherheitsabstand zwischen Beanspruchung und Tragwerkswiderstand zu schaffen.
- b) das Schadensausmaß durch Schutzmaßnahmen begrenzt wird;
Im Bauwesen bedeutet dies, dass ein Tragwerk derart ausgebildet und ausgeführt wird, dass durch Ereignisse wie Explosionen, Anprall oder menschliches Versagen keine Schadensfolgen entstehen, die unverhältnismäßig zur Schadensursache sind. Somit darf bspw. ein lokaler Ausfall nicht zum Versagen des gesamten Tragwerks führen und ein Tragwerksversagen soll sich ankündigen.
- c) menschliche Fehlhandlungen sowie ihre Folgen begrenzt werden.
Im Bauwesen kann bspw. durch die spezifische Art der Kontrolle und Überwachung in der Entwurfs-, Herstellungs-, Ausführungs- und Nutzungsphase eine solche Begrenzung erzielt werden.

Die Herausforderung der *Risikoanalyse* besteht darin, rationale Entscheidungen auf Grundlage der vorhandenen Unsicherheiten zu treffen. Mit Bild 2-1 wird dieses veranschaulicht.

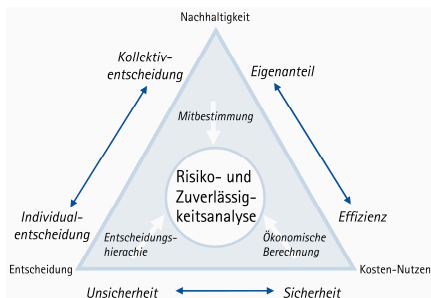


Bild 2-1: Entscheidungsrechteck für umweltbeeinflusste System nach [2.280]

2.1.1 Risikoklassifikation

Der Begriff „Risiko“ ist untrennbar mit der „Wahrscheinlichkeit“ und der „Unsicherheit“ verbunden. Risiko ist jedoch nicht ohne weiteres mit einer „Gefährdung“ gleichzusetzen, da das Risiko zukünftige Ereignisse beinhaltet. Risiken können unterteilt werden in:

1. Risiken, für die statistische Datengrundlagen vorliegen (Unfälle, Todesfälle etc.);
2. Risiken, für die bisher keine Beziehung zwischen der vermuteten Ursache und der erwarteten Wirkung (Schaden) vorliegen;
3. Risiken, die von Auftrittswahrscheinlichkeiten bisher unbeobachteter Ereignisse abhängen;
4. unvorhersehbare Risiken.

In allen Fällen besteht das Ziel darin, das Risiko unter einem als akzeptabel anerkannten Grenzwert zu halten. Ingenieurtechnische Ansätze zur Risikoanalyse beginnen zumeist mit einer physikalischen Beschreibung der Problemstellung: Fehlermechanismen werden detektiert und die Fehlerhäufigkeit quantifiziert. Kenntnisse über die physikalischen und chemischen Zusammenhänge, Annahmen über Berechnungsmodelle und das Systemverhalten führen zu Aussagen über die Systemzuverlässigkeit. Dieses Vorgehen basiert auf Erfahrungen und wird durch numerische und experimentelle Untersuchungen sowie Inspektionen unterstützt.

Als Bewertungsmaß wird oftmals das Individualrisiko herangezogen, bei dem eine Unfall- oder Sterbehäufigkeit bzw. die Lebenserwartung eines Individuums bestimmt wird. Neben dem Individualrisiko bestehen weiterhin soziale, ökonomische und umweltbedingte Risiken.

2.1.2 Risikowahrnehmung und -akzeptanz

Ein bestehendes Risiko wird zumeist subjektiv eingeschätzt. Die eigentliche Schwierigkeit der Risikobeurteilung liegt daher in der Festlegung eines allgemein anerkannten Grenzwertes für ein bestehendes Risiko. Die damit verbundenen Schwierigkeiten werden u. a. in [2.206] und [2.120] beschrieben.

Eine Grundlage der Risikobewertung und damit auch der Risikoakzeptanz liegt in einer Klassifikation von Risiken. In Bild 2-2 werden die drei Risikobereiche *Normalbereich*, *Grenzbereich* und *Verbotsbereich* unterschieden. Durch sechs Risikotypen mit Namen aus der griechischen Mythologie können die Risiken klassifiziert werden. Im zeitlichen Verlauf oder durch den Einfluss eines Risikomanagements können sich Risiken von einem Typ zum anderen entwickeln. Das Risiko wird bewertet unter Berücksichtigung

- der Verlässlichkeit für die Bestimmung der Eintrittswahrscheinlichkeit und des Schadensausmaßes (Abschätzungssicherheit),
- der Nichtwiederherstellbarkeit des Zustandes vor dem Schadenseintritt (Irreversibilität),
- der zeitlichen Ausdehnung eines Schadens oder eines Schadenspotentials (Persistenz),
- der räumlichen Verbreitung eines Schadens oder eines Schadenspotential (Ubiquität).

Die Kombination einer geringen Eintrittswahrscheinlichkeit mit einem hohen Schadensausmaß ist kennzeichnend für das *Schwert des Damokles*. Dieser Risikotyp steht für eine

ständig drohende Gefahr bei der Chance und Risiko eng miteinander verbunden sind (Meteoriteneinschläge, Kernenergieunfälle, Staudammbrüche). Bei dem Risikotyp *Kassandra* sind die Eintrittswahrscheinlichkeit, das Schadensausmaß und die Abschätzungssicherheit relativ gut bekannt und beide hoch. Die Schadensfolge tritt viel später als die Schadensursache ein, so dass fälschlicherweise der Eindruck von Sicherheit entsteht (z. B. Klimaveränderungen, Aussterben in Fauna und Flora). Risiken, deren Wahrnehmung trotz hoher Abschätzungssicherheit eher irrational behandelt wird, werden dem Typ *Medusa* zugeordnet (z. B. krebserzeugende Wirkung elektromagnetischer Felder bei Mobiltelefonen etc.). Die sog. *Büchse der Pandora* ist durch hohe Persistenz, Ubiquität und Irreversibilität charakterisiert. Eintrittswahrscheinlichkeit und Schadensausmaß können nur vermutet werden (z. B. Verklappung von Giftmüll und radioaktivem Abfall). Technologische Innovationen in der Gentechnik, der Landwirtschaft und im Lebensmittelbereich werden dem Risikotyp *Pythia* zugeordnet. Bei diesem Typ sind die Eintrittswahrscheinlichkeit und das Schadensausmaß eher unbekannt (z. B. BSE). Wenn die Eintrittswahrscheinlichkeit unbekannt, jedoch gute Kenntnisse über das hohe Schadensausmaß vorliegen, so liegt der Risikotyp *Zyklop* vor (z. B. AIDS, nukleare Frühwarnsysteme, Vulkanausbrüche, Erdbeben, Überschwemmungen).

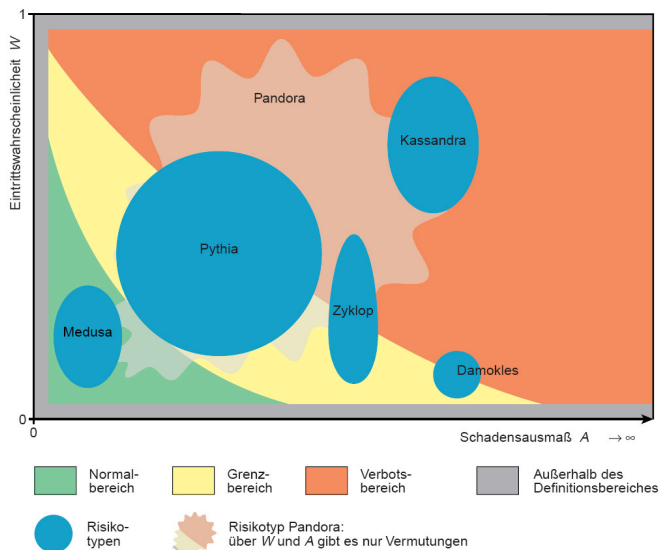


Bild 2-2: Risikotypen im Normal-, Grenz- und Verbotsbereich aus [2.338]

Sicherheit sollte im Einklang mit der gesellschaftlichen Akzeptanz stehen und wird nur dann erreicht, wenn die Restrisiken das sog. Grenzkrisiko R_{lim} nicht übersteigen. Dieses Grenzkrisiko ist ein gesellschaftlich akzeptierter Grenzwert des tolerierten Risikos. In sog. F-N-Diagrammen werden Eintrittswahrscheinlichkeiten F über die Anzahl N an Todesfällen dargestellt, vgl. auch Bild 2-2, [2.229] und [2.50]. Erstmals wurde diese Form der Risikodarstellung 1967 für Kernkraftwerke eingeführt [2.82]. Seither wird sie in vielfältiger Ausführung genutzt. Wann immer die gemessenen oder voraussichtlichen Werte unterhalb einer möglichen Vergleichskurve liegen, so ist das Risiko akzeptabel. Die Vergleichskurve bzw. mit Breitenausdehnung der Vergleichsbereich wird als ALARP-Region

bezeichnet (As Low As Reasonably Practicable). Innerhalb dieses Diagramms können die Risiken in vier Gruppen eingeteilt werden, [2.24] und [2.84]:

- K1: statistisch gut abgesicherte, (normale Risiken mit normalem Schädigungspotential, z. B. Brücken und Hochhäuser)
- K2: Schwere des Unglücks hängt kaum von der Häufigkeit ab, (sehr hohe industrielle Risiken mit katastrophalem Schädigungspotential, z. B. Seveso 1976, Mexico City 1984, Bhopal/Indien 1985)
- K3: nur theoretisch bekannte, (sehr hohe industrielle Risiken mit katastrophalem Schädigungspotential und nicht quantifizierbarer Auftrittswahrscheinlichkeit, z. B. Endlagerung)
- K4: Schäden, die über die Menge der Erdbevölkerung hinausgehen. (sehr hohe industrielle Risiken mit sehr hohem Schädigungspotential $C \rightarrow \infty$ und sehr geringer Auftrittswahrscheinlichkeit, z. B. Kernkraftwerke)

Ein konstantes Risiko müsste in dieser Diagrammdarstellung einer unter 45° fallenden Linie entsprechen. Risiken infolge Naturkatastrophen lassen sich i. d. R. der Kategorie K2 zuordnen.

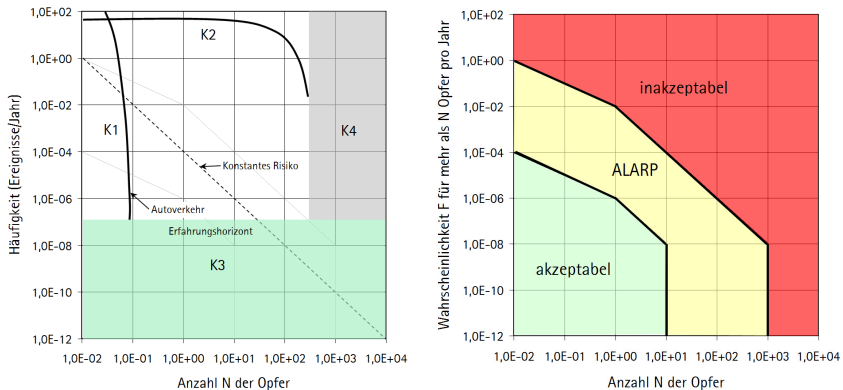


Bild 2-3: F-N-Liniendiagramm

Die exakte Bestimmung der gesellschaftlichen Akzeptanz von Risiken ist kritisch, da sie in erster Linie durch die kulturelle Heterogenität und Wandelbarkeit von Risikowahrnehmungen/-akzeptanzen begründet ist. Die gesellschaftlich akzeptablen Risiken („Grenzrisiken“) werden bisher häufig nach dem ALARP-Prinzip bestimmt. In EN 50126 [R.54] wird das ALARP-Prinzip durch eine Risikomatrix nach Tabelle 2.1 bewertet. In dieser wird inhaltlich zwischen Risiken unterschieden, die „vernachlässigbar“, „tolerabel“, „unerwünscht“ und „intolerabel“ sind. Die Diagonale zwischen „unerwünscht“ und „tolerabel“ veranschaulicht das Grenzkrisiko. Für das Bauwesen wird dieser Sachverhalt in [1.4] dokumentiert und in [R.21] Anhang G eingeführt.

Tabelle 2.1: Risikomatrix zur qualitativen Festlegung von Akzeptanzkriterien nach [R.54] mit Zuordnung zu Bild 2-3

Häufigkeit eines Unfalls (F)	Risikostufen individuelles Risiko (bezogen auf eine exponierte Person)			
häufig	unerwünscht	intolerabel	intolerabel	intolerabel
wahrscheinlich	tolerabel	unerwünscht	intolerabel	intolerabel
gelegentlich	tolerabel	unerwünscht	unerwünscht	intolerabel
selten	vernachlässigbar	tolerabel	unerwünscht	unerwünscht
unwahrscheinlich	vernachlässigbar	vernachlässigbar	tolerabel	tolerabel
unvorstellbar	vernachlässigbar	vernachlässigbar	vernachlässigbar	vernachlässigbar
	unbedeutend (leichte Verletzung)	marginal (schwere Verletzung)	kritisch (1 Opfer)	katastrophal (≥ 10 Opfer)

Gefahrenstufen: Schweregrad der Gefährdungswirkung (N)

intolerabel: muss ausgeschlossen werden
unerwünscht: darf nur akzeptiert werden, wenn Risikominderung praktisch nicht durchführbar ist
tolerabel: akzeptiert unter Bedingungen (geeignete Überwachung); entspricht ALARP
vernachlässigbar: akzeptierbar ohne weitere Bedingungen

Ein wesentlicher Nachteil dieser Methode liegt darin, dass die Wahrnehmungen der Nutzer nicht hinreichend berücksichtigt werden [2.28]. In der Soziologie wird unter *Wahrnehmung* und *Akzeptanz* von Risiken eine „soziale Konstruktion“ verstanden. Oftmals unterscheiden sich die Wahrnehmungen der technisch-wissenschaftlich, ökonomisch oder politisch ausgerichteten Personen von jenen der eigentlich Betroffenen. Dies führt zu Konflikten und Ängsten und z. T. auch zu Technikverdrossenheit, vgl. auch [2.107]. In Bild 2-4 werden einige wesentliche Faktoren für die Risikowahrnehmung angegeben.

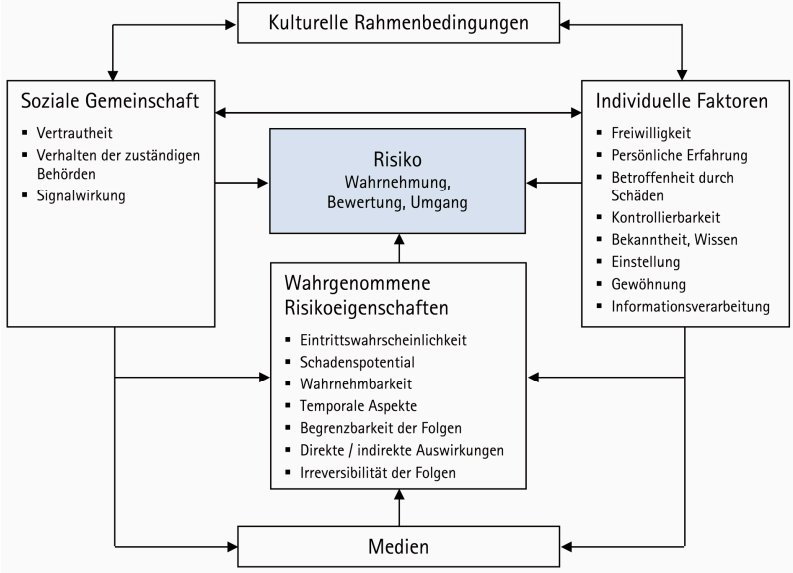


Bild 2-4: Übersicht soziokultureller, sozialer und individueller Risikoverstärker [2.338]

Mit Bild 2-3 und Tabelle 2.1 wird deutlich, dass das Individualrisiko in das (a) unter allen Umständen inakzeptable Risiko, (b) akzeptables Risiko mit Kompensation und (c) akzeptables Risiko ohne Kompensation unterteilt werden kann. Das letztgenannte Risiko wird i. d. R. behördlich mit Bezug auf ISO 2394 [R.22], [R.21] festgelegt. Bei einem Tragwerk, das gegen eine Einwirkung x mit dem Maximalwert x_d Schutz bieten soll, ist die Tragwerksbemessung ausreichend, sofern die Überschreitungshäufigkeit $P(x \geq x_d) = 1 - P(x_d)$ geringer ist als der akzeptable Wert P_{Acc} .

Der als akzeptabel angesehene Wert P_{Acc} für eine Person spiegelt nach [2.322] individuelle Vorlieben wider und kann mit Gl. (2-2) beschrieben werden. Darin kann der Beiwert β_i zwischen 0,01 für ein hohes Risiko mit geringem individuellen Nutzen und 10 für eine riskante Unternehmung mit großer individueller Befriedigung liegen. Der Faktor v_{ij} berücksichtigt die individuelle Verwundbarkeit. Für eine größere Menschenmenge bzw. die Einwohner eines Landes gibt [2.322] eine akzeptable Überschreitungshäufigkeit mit Gl. (2-3) an.

$$P_{Acc,Ind} = \frac{\beta_i \cdot 10^{-4} / \text{Jahr}}{v_{ij}} \quad (2-2)$$

$$P_{Acc,Pub} = \frac{10^{-3} / \text{Jahr}}{n^2} \quad \text{für } n \geq 10 \text{ Todesfälle} \quad (2-3)$$

Dieses sog. „individuelle Risikokriterium“ $P_{Acc,Ind}$, bei einem Tragwerksversagen zu Tode zu kommen, wird in ISO 2394 [R.22], [R.21] mit Gl. (2-4) angegeben. Darin ist B eine Konstante ($10^{-6}/\text{Jahr}$ ohne und $10^{-4}/\text{Jahr}$ mit Kompensation) und $P_{D/F}$ ist die auf einen längeren Zeitraum bezogene Wahrscheinlichkeit, sich bei einem Tragwerksversagen innerhalb des Tragwerks zu befinden. Aus dem „individuellen Risikokriterium“ lässt sich das sog. „Risiko-Konsequenz-Kriterium“ nach Gl. (2-5) ableiten. Darin ist A wiederum eine Konstante für das akzeptierte Risiko mit Werten zwischen 10^{-6} und 10^{-4} . N spiegelt die Anzahl der vom Risiko betroffenen Personen wider. Mit dem Exponenten k lässt sich das Risiko klassifizieren: mit $k > 1$ wird eine Abneigung gegen ein Risiko beschrieben, $k < 1$ hingegen verdeutlicht, dass die beteiligten Personen bereit sind, ein Risiko einzugehen. *Diamantidis* [2.58] geht hierauf ausführlich ein.

$$P_{Acc,Ind} \leq \frac{B}{P_{D/F}} \quad (2-4)$$

$$P_{Acc,Pub} \leq A \cdot N^{-k} \quad (2-5)$$

Eine technisch ausgerichtete Risikoanalyse entspricht einer Technikfolgenabschätzung mit akzeptanz-beschaffendem Charakter [[2.141], [2.250]. Demgegenüber wird in soziologischen Analysen das Verhältnis von Technik, Ethik und Ökonomie mit den Aspekten einer „Risiko-Konstruktion“ und „Risikokommunikation“ [2.328] untersucht. Insbesondere

Infrastrukturen und energieproduzierende Anlagen sind zunehmend sozial und ökologisch vernetzt. Neben der technisch-wirtschaftlichen Risikoanalyse gehen daher auch die sog. „systemischen Risiken“ [2.248] [2.9] [[2.205] bei der Bildung von Risikoindikatoren mit ein.

2.1.3 Versagensfolgenbewertung

Das menschliche Leben wird durch Risikofaktoren stark beeinflusst. Die Konsequenzen für Personen und Sachmittel haben daher auch in den probabilistischen Ansätzen frühzeitig Einzug gehalten. Erstmals wurden sie 1971 von *Rosenblueth/Mendoza* und 1974 von *Hasofer* [2.135] im Rahmen der Bestimmung eines optimalen Sicherheitsniveaus berücksichtigt, vgl. [2.237]. *Nathwani, Pandey* und *Lind* integrieren durch Einführung eines „Lebensqualitätsindex“ (LQI) auch sozioökonomische Indikatoren, so dass eine Verknüpfung der Gefährdung von Menschenleben mit gesellschaftlichen Vorlieben verschiedener Nationen vollzogen wurde [2.229], [2.181].

Im LQI gehen zunächst vereinfacht eine Funktion der finanziellen Lebensverhältnisse $f(g)$ und der zeitlichen Verfügbarkeit $h(t)$ nach Gl. (2-6) ein. Detaillierte Herleitungen finden sich z. B. in [2.229].

$$L = f(g) \cdot h(t) \quad (2-6)$$

g Pro-Kopf-Einkommen

$t = (1 - w) \cdot e$ mit e = mittlere Lebenserwartung
 w = Anteil der frei verfügbaren Lebenszeit (ohne Berufstätigkeit)

Zahlenwerte für Aufwendungen zum Schutz eines Lebens bzw. zum Wert eines Lebens werden an späterer Stelle genannt, siehe Abs. 4.2 und Gl. (4-1). Für die Anwendung ist jedoch nicht der Absolutwert des LQI entscheidend, sondern dessen Änderung. Daher wird eine differentielle Beschreibung mit Gl. (2-7) gegeben.

$$\frac{dL}{L} = -C_F \cdot \frac{dM}{M} + \frac{w}{1-w} \cdot \left[1 - \left(1 + \frac{\Delta e}{e} \right)^{1-\frac{1}{w}} \right] \geq 0 \quad (2-7)$$

$dM = N_F/N$

M allgemeine Sterberate in einem Land

Δe Änderung der Lebenserwartung

e mittlere Lebenserwartung

N_F Anzahl der möglichen Opfer für den beobachteten Unfall

N Anzahl aller möglichen Opfer (Bevölkerungsanzahl)

C_F Faktor zur Beschreibung der Form der Bevölkerungs„pyramide“

Die Versagensfolgen für Leib und Leben können mit den in Gl. (2-8) formulierten „Implied Costs of Averting a Fatality“ (ICAF) bewertet werden. Der LQI bezieht die Kosten auf ein

gewonnenes Lebensjahr. In den ICAF wird die halbe Lebenserwartung als gewonnene Lebensdauer angesetzt. Damit werden die Kosten beziffert, die eine Gesellschaft bereit ist, für die Rettung eines Menschenlebens aufzuwenden [2.204]. Hierin werden die Durchschnittswerte des Pro-Kopf-Einkommens, der Lebenserwartung und der prozentualen Lebensarbeitszeit berücksichtigt. Hinzu kommen die materiellen Versagenskosten, die für die Reparatur oder Wiederherstellung des Bauwerks bereitzustellen sind.

$$ICAF = \frac{g \cdot e}{4} \cdot \frac{1-w}{w} \quad (2-8)$$

Eingangswerte siehe Gl. (2-7)

Andere Berechnungsverfahren wie z. B. „Willingness to Pay“ (WTP) oder „Value of a Statistical Life“ (VSL) führen zu ähnlichen Werten wie die ICAF. Ein Vergleich für über 70 Länder wird in [2.229] angeführt und mit Bild 2-5 veranschaulicht. Ausführliche Angaben zu diesen Berechnungen sowie den eingehenden Werten finden sich zudem in [2.234].

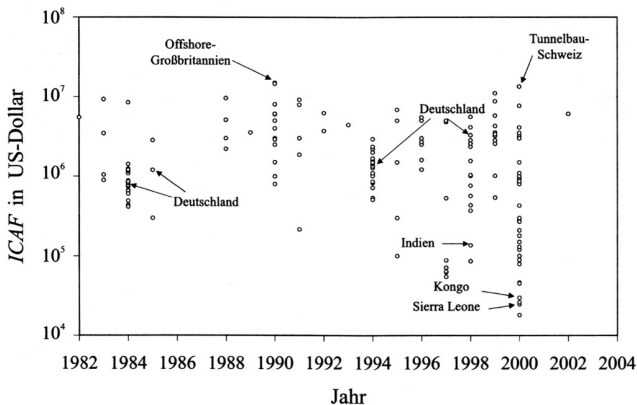


Bild 2-5: ICAF, VSL und WTP in verschiedenen Ländern aus [2.229]

Den ICAF sind die Investitionskosten gegenüber zu stellen. Diese beinhalten nicht nur die reinen Herstellungskosten, sondern auch die Unterhaltungs- und Rückbaukosten, um einerseits die geplante Lebensdauer zu erreichen und andererseits auch die Forderungen der Nachhaltigkeit zu erfüllen.

Neben dem o. g. ALARP-Prinzip, dem LQI oder ICAF bestehen weitere Möglichkeiten. Risikoakzeptanzkriterien zu definieren. So gehen bspw. im „Human Development Index“ (HDI) 1/3 Lebenserwartung, 1/3 Bruttoinlandsprodukt und 1/3 Bildung ein.

Auch die „Minimale Endogene Mortalität“ (MEM) ist für die Risikoeinschätzung technischer, sicherheitsrelevanter Systeme insbesondere im Kraftwerksbau oder bei Bahnanlagen ein Begriff und wird im Rahmen der Probabilistic Safety Analysis (PSA) umgesetzt. Dabei ist MEM ein Maß für das akzeptierte (unvermeidliche) Risiko, durch die entsprechende Technologie zu Tode zu kommen. In [R.54] wird MEM konkretisiert als $2 \cdot 10^{-4}$ Todesfälle pro Person und Jahr, was statistisch dem Sterberisiko (Mortalität) eines euro-

päischen Jugendlichen entspricht. Als fixes Risikokriterium passt es sich nicht den gesellschaftlichen Änderungen (z. B. nach größeren Unfällen, siehe Reaktorunglück in Fukushima 2011) an.

Mit dem GAMAB-Prinzip (frz. „Globalement Au Moins Aussi Bon“) wird beschrieben, dass neue Systeme kein höheres Risiko aufweisen dürfen als bestehende. Jeder Mensch ist zeitgleich „vielen“ (normiert: 20) technischen Systemen ausgesetzt, so dass für jedes System ein Schwellenwert vom $1/20$ MEM angesetzt wird, was umgerechnet $1 \cdot 10^{-5}$ Todesfälle pro Person und Jahr entspricht. Dieser Wert ist bei neuen Technologien und Systemen einzuhalten! An dieser Stelle greift zugleich das ALARP-Prinzip, da diese Grenzwerte fortschrittsbedingt unterschritten werden sollten.

Ein Bauwerkversagen kann zahlreiche Konsequenzen haben. Insbesondere Versagensfälle mit Todesfolge wurden vielfach betrachtet. Hingegen wurden weitere Versagensfolgen bisher nur vereinzelt behandelt, z. B. [2.76], [2.112]. Die direkten Kosten (Bau- und Unterhalt) sind relativ gut abzubilden, indirekte Kosten jedoch, wie z. B. Nutzungseinschränkungen oder ökologische Auswirkungen, sind deutlich schwieriger zu bestimmen.

Im Bauwesen wurden in der aktuellen Normengeneration die Sicherheitselemente mit probabilistischen Methoden derart kalibriert, dass ein konsistentes Sicherheitsniveau über die verschiedenen Anwendungsgebiete der Norm erreicht wird, vgl. [2.69], [2.286], [2.13], [2.128], [2.131]. Als Erweiterung sind in einigen Normenanhängen Zielgrößen für den Zuverlässigkeitsindex enthalten, die sich an den Versagensfolgen orientieren (siehe dazu Abs. 2.1.5). Durch das JCSS [2.155] werden in diesem Zusammenhang zudem die Maßnahmenkosten berücksichtigt.

Die Konsequenzen eines Versagens und damit auch Versagensfolgekosten sowie Maßnahmenkosten gehen in Risikobetrachtungen ein. Im Bauwesen wird ein risikobasierter Ansatz bisher bei der Beurteilung von bestehenden Bauwerken angewandt [2.31], [2.67], [2.79], [2.330], [2.33], [2.96], da bei Bestandsbauten die Maßnahmenkosten zur Erhöhung der Sicherheit oft eine oder mehrere Größenordnungen höher liegen als beim Neubau und sich damit der zusätzliche Analyseaufwand rechnet.

In den erwarteten Gesamtkosten C eines Bauwerks nach Gl. (2-9) sind sämtliche Investitionskosten C_b und mögliche Versagensfolgekosten $C(D_f)$ zu berücksichtigen. Dabei enthält $C(D_f)$ auch die indirekten Kosten für den Schutz und die Rettung von Menschenleben, Nutzungseinschränkungen oder auch die Beseitigung von Umweltschäden.

$$C = C_b + C(D_f) \quad (2-9)$$

C	Gesamtkosten des Bauwerks
C_b	Investitionskosten des Bauwerks von der Planung bis zum Abriss
$C(D_f)$	Kosten der Versagensfolgen

Nach *Spaethe* [2.288] führt die Minimierung des Erwartungswerts der Gesamtkosten C zu einer optimalen Versagenswahrscheinlichkeit $P_{f,opt}$.

$$\text{Min. } C = \text{Min.} [C_b (P_f) + C(D_f) \cdot P_f] = C_b (P_{f,opt}) + C(D_f) \cdot P_{f,opt} \quad (2-10)$$

Das optimale Risiko bzw. die adäquate optimale Versagenswahrscheinlichkeiten $P_{f,opt}$ oder in inverser Formulierung β_{opt} ist den minimalen Gesamtkosten Min. C zugeordnet. Dieses optimale Risiko ist i. d. R. größer als das gesellschaftlich akzeptierte Grenzkrisiko, d. h. auch der optimale Zuverlässigkeitsindex β_{opt} ist größer als der gesellschaftlich akzeptierte Grenzzuverlässigkeitsindex β_{acc} . Grünberg [H.18] hat den charakteristischen Verlauf der Gesamtkosten nach Bild 2-6 für die drei Schadensfolgeklassen nach EN 1990 [R.15] dargestellt. Weitere Kostenaufschlüsselungen sowie auch die Berücksichtigung von Inspektionskosten sind in Abs. 4.2 enthalten.

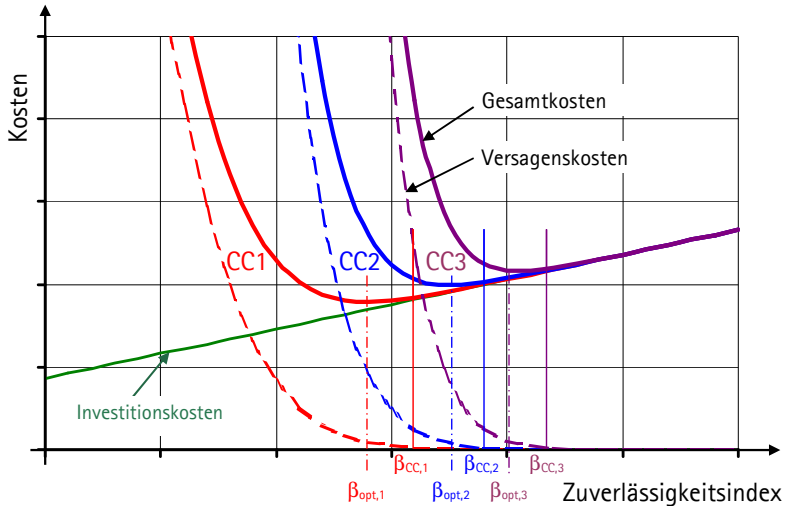


Bild 2-6: Zuverlässigkeitsindizes β für verschiedene Schadensfolgeklassen CC [H.18]

2.1.4 Bezugszeitraum, Nutzungszeitraum und Lebensdauer

Die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit P_f bzw. des Zuverlässigkeitsindex β kann sehr empfindlich auf Veränderungen im stochastischen Modell reagieren, insbesondere bei der Ermittlung sehr kleiner Versagenswahrscheinlichkeiten. Daher ist mit dem Wert β eine bedingte Wahrscheinlichkeit formuliert, die nur unter Berücksichtigung einer Vielzahl von Voraussetzungen gilt (z. B. Verteilungstypen der Basisvariablen). Ein Vergleich ist nur sinnvoll, sofern er sich auf das gleiche theoretische Modell bzw. auf die gleichen Annahmen bezieht. Dies gilt insbesondere auch für den Einflussfaktor Zeit. Infolge zeitabhängiger Einwirkungen und Materialeigenschaften ist auch die Versagenswahrscheinlichkeit zeitabhängig. Sofern die Versagenswahrscheinlichkeit als Sicherheitsmaß verwendet werden soll, ist es unerlässlich, einen *Bezugszeitraum* hierfür festzulegen. Im Hinblick auf die Unsicherheiten bezüglich der statistischen Informationen sind möglichst kurze Bezugszeiträume sinnvoll. Falls zeitabhängige Eigenschaften auf der Widerstandsseite dominierenden Einfluss haben (z. B. Ermüdung), ist dies jedoch ungünstig.

Als *Bezugszeitraum* wird i. d. R. die geplante *Nutzungsdauer* oder auch *Lebensdauer* eines Tragwerkes angesetzt. In EN 1990 [R.15] wird als Planungsgröße für Gebäude und gewöhnliche Tragwerke 50 Jahre angegeben. Für andere Gebäudetypen sind weitere

Nutzungszeiträume in Tabelle 2.2 enthalten. Anlagen zur Energiegewinnung werden für Nutzungszeiträume nach Tabelle 2.3 ausgelegt.

Tabelle 2.2: Klassifizierung der Nutzungsdauer nach [R.15]

Klasse der Nutzungsdauer	Planungsgröße der Nutzungsdauer [Jahre]	Beispiele
1	10	Tragwerke mit befristeter Standzeit
2	10-25	austauschbare Tragwerksteile (z. B. Lager)
3	15-30	landwirtschaftlich genutzte oder ähnliche Tragwerke
4	50	Gebäude und andere gewöhnliche Tragwerke
5	100	monumentale Gebäude, Brücken, Ingenieurbauwerke

Tabelle 2.3: Planungsdaten der Nuclear Energy Agency (NEA) / International Energy Agency (IEA) nach [2.316]

Planungsgröße der Nutzungsdauer [Jahre]	Energiegewinnung aus ...
40	Kohle
25	Gas
40	Nuklear
50	Wasser
20	Wind (landgestützt)
?	Wind (Offshore)

Bei statischen Systemen wird die Zuverlässigkeit als zeitunabhängige (invariante) Größe behandelt. Die Zuverlässigkeit ist jedoch in hohem Maße von der Zeit abhängig und daher ist die Zeitspanne, für die eine zuverlässige Nutzung eines Tragwerks veranschlagt wird, ein Parameter für die Zuverlässigkeit. Diese Zeitspanne wird auch als *Lebensdauer* bezeichnet. Sie wird mit verschiedenen analytischen Ansätzen bestimmt, die teilweise in den Beschreibungen der Dauerhaftigkeit (DLS) in Abs. 2.5.2.1 und der Ermüdung (FLS) in Abs. 2.5.2.4 genannt werden.

Die Zeit bis zum Fehlereintritt (*time to failure*) dient als Indikator für die Zuverlässigkeit eines Systems, Subsystems oder einer Systemkomponente. Dabei werden Fehler als Merkmale charakterisiert, durch die eine ordnungsgemäße Nutzung nicht mehr möglich ist. Aus ingenieurtechnischer Sicht ist die Zeitspanne interessant, in der keine Fehler auftreten. Diese Zeitspanne t ist eine zufällige Variable mit der Verteilungsdichte $f(t)$ und der Verteilungsfunktion $F(t)$. Die Wahrscheinlichkeitsfunktion für die Zeit bis zum Fehlereintritt $R(t)$ kann mit Gl. (2-11) beschrieben werden.

$$R(t) = \int_t^{\infty} f(t) dt = 1 - F(t) \quad (2-11)$$

Die angenommene (mittlere) Zeit bis zum Systemversagen (*Mean Time To Failure*, MTTF) nach Gl. (2-12), also die *voraussichtliche Lebensdauer*, ist die angenommene Zeitspanne, während der das System zuverlässig ist bzw. die an das Tragwerk gestellten Anforderungen (z. B. Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit) erfüllt werden. Durch weitere Umformung (vgl. [2.280]) wird mit Gl. (2-13) die mittlere Lebensdauer $E[t^k]$ bestimmt.

$$MTF = E(t) = \mu(t) = \int_t^{\infty} t f(t) dt \quad (2-12)$$

$$E[t^k] = \int_t^{\infty} t^k f(t) dt = \int_t^{\infty} k t^{k-1} R(t) dt \quad (2-13)$$

Die Fehlerhäufigkeit kann in gleicher Weise zeitabhängig sein wie die Alterung des Systems. Falls ein System bereits eine Zeitspanne t_1 schadlos überstanden hat, so wird die Wahrscheinlichkeit, dass in der darauf folgenden Zeitspanne Δt ein Versagen auftritt, mit Gl. (2-14) beschrieben.

$$P[t_1 < t \leq t_1 + \Delta t | t > t_1] = \frac{P[t_1 \leq t \leq t_1 + \Delta t]}{P[t > t_1]} \quad (2-14)$$

Nach Division beider Gleichungsseiten durch Δt und Grenzwertbetrachtung für $\Delta t \rightarrow 0$ wird die *hazard function* $h(t)$ mit Gl. (2-15) bestimmt, vgl. auch Abs. 2.2.2. Diese Funktion gibt die relative Änderung der Überlebenswahrscheinlichkeit an und kann unter der Voraussetzung $R(t=0) = 1$ in Gl. (2-16) überführt werden.

$$h(t) = \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{R(t) - R(t + \Delta t)}{\Delta t R(t)} = \frac{-R'(t)}{R(t)} = \frac{f(t)}{R(t)} \quad (2-15)$$

$$R(t) = \exp \left[- \int_0^t h(t) dt \right] \quad (2-16)$$

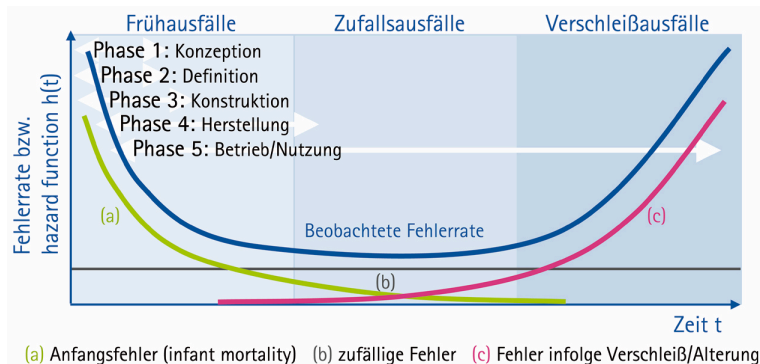


Bild 2-7: Hazard-Funktion $h(t)$ als sog. „bathtub distribution“

In der Energietechnik sind zudem Begriffe wie MTBF (*Mean Time Between Failures*, siehe Gl. (2-17)) und MTTR (*Mean Time To Repair*) innerhalb eines Betrachtungszeitraumes T gebräuchlich [2.66]. Für $T = 10^9$ Stunden ist $\lambda = 1$ mit der Einheit FIT (*Failure In Time*), d. h. 1 fit = ein Ausfall pro 10^9 Stunden, vgl. auch Tabelle 2.4. In der Hazard-Funktion nach Bild 2-7 entspricht FIT auch der Fehlerrate und der MTBF-Wert gilt für den Zeitraum (b) der Zufallsausfälle. Im Zeitraum (a) resultieren Ausfälle wegen Qualitätsmängeln, im Zeitraum (c) sind es verschleiß- und alterungsbedingte Ausfälle. Mit Gl. (2-18) wird die *Verfügbarkeit* bestimmt.

$$MTBF = \frac{1}{\lambda} = \frac{\text{Anzahl der ausgefallenen Bauelemente}}{\text{Gesamtzahl der Bauelemente}} = \frac{10^9}{FIT} [h] \tag{2-17}$$

$$\text{Verfügbarkeit} = \frac{\text{Gesamtzeit} - \text{Gesamtausfallzeit}}{\text{Gesamtzeit}} \tag{2-18}$$

Tabelle 2.4: Typische Ausfallraten (FIT) einiger Bauelemente nach [2.66]

Beschreibung	Typ	FIT (in 10^9 Stunden)	MTBF in Jahren
Widerstand	Kohle	10	11.415
	Draht	25	4.566
	Dünnschicht	50	2.283
Kondensator	Elektrolyt	1.500	76
	Tantal	1.000	114
	Papier	500	228
	Keramik	250	456
	Folie	60	1.900
Diode	Silizium	50	2.283
Transistor	Silizium, diskret	80	1.426
Drossel	Kupferwicklung	50	2.283
Transformator	Kupferwicklung	200	570
Verbindung	gelötet	10	11.415
Stecker	Pro Pin	50	2.283

2.1.5 Zuverlässigkeitsklassen und Zielzuverlässigkeit

Da je nach Nutzung der Tragwerke unterschiedliche Folgen durch das Versagen auftreten können, werden im Hinblick auf Risikobetrachtungen Sicherheits- bzw. Zuverlässigkeitsklassen definiert, für die ein jeweils unterschiedliches Zuverlässigkeitsniveau gilt. Die Zuverlässigkeitsindizes werden entsprechend für drei Zuverlässigkeitsklassen jeweils für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit gemäß Tabelle 2.5 angegeben.

Die im Rahmen der europäischen Baunormen formulierten Grundsätze für Zuverlässigkeiten sind im EN 1990 [R.15] veröffentlicht. Diese Werte verstehen sich als Mindestanforderungen für allgemeine Fälle und basieren auf Kalibrierungen nach den Bemessungs-

regelwerken verschiedener Länder. Dabei wurden logarithmische Normalverteilungen und Weibull-Verteilungen für die Beschreibung der Widerstandsgrößen und der Modellunsicherheit sowie Normalverteilungen für ständige Einwirkungen und Extremwertverteilungen für veränderliche Einwirkungen verwendet.

Die Festlegung der erforderlichen Sicherheiten durch einen Zuverlässigkeitsindex β wird damit nicht nur von nationalen Erfahrungen und Anforderungen, sondern im wesentlichen Maße von der gewählten mechanischen und probabilistischen Modellbildung sowie der angestrebten Nutzungsdauer bestimmt. Eine Zielvorstellung des erforderlichen Zuverlässigkeitsindex (Zielzuverlässigkeit) dient daher hauptsächlich als Grundlage für die Entwicklung konsistenter Bemessungsregeln und nicht als explizite Angabe der vorhandenen Versagenswahrscheinlichkeit.

Tabelle 2.5: Zuverlässigkeitsindex β für verschiedene Zuverlässigkeitsklassen RC und Grenzzustände

Bezugszeitraum Zuverlässigkeitsklasse RC	1 Jahr			50 Jahre		
	1	2	3	1	2	3
DLS Dauerhaftigkeit						
SLS Gebrauchstauglichkeit	2,5	2,9–3,0	3,5	1,0	1,5^b	2,0
ULS Tragfähigkeit	4,2	4,2–4,7	5,2	3,2–3,3	3,8	4,3–4,4
FLS Ermüdung					1,5–3,8^{ac}	

farbig angelegte Werte entstammen EN 1990 (2010) [R.15], weitere z. B. [2.90] und [2.93]

a abhängig von der Zugänglichkeit, Wiederinstandsetzbarkeit und Schadenstoleranz

b irreversibler Grenzzustand, für reversiblen Grenzzustand $\beta = 0$

c $\beta=3,1$ für Ermüdung nach [2.90], $\beta=1,5$ bis 3,8 nach [R.15]

$\beta=2,3$ für inspizierbare und 3,1 für nicht-inspizierbare Bauteile nach [R.22] und [R.33]

In ISO 2394 [R.22] und im Model Code 2010 [2.93] [2.94] sind die Zielzuverlässigkeitsindizes auf die gesamte Lebensdauer eines Tragwerks bezogen, und dabei werden nicht nur die Versagenskonsequenzen berücksichtigt, sondern auch die Kosten für entsprechende Sicherheitsmaßnahmen, vgl. Tabelle 2.6 und [2.144].

Tabelle 2.6: Lebensdauerbezogene Zielzuverlässigkeitsindizes nach ISO 2394 [R.22] bzw. für den Bezugszeitraum 50 Jahre nach [1.4] und [2.90]

relative Kosten für Sicherheitsmaßnahmen	β ($P_f = \Phi(-\beta)$) für Versagenskonsequenzen			
	gering (small)	einige (some)	mäßig (moderate)	groß (great)
hoch (high)	0 ($5 \cdot 10^{-1}$)	1,5 ($7 \cdot 10^{-2}$)	2,3 ($1 \cdot 10^{-2}$)	3,1 ($1 \cdot 10^{-3}$)
mittel (moderate)	1,3 ($1 \cdot 10^{-1}$)	2,3 ($1 \cdot 10^{-2}$)	3,1 ($1 \cdot 10^{-3}$)	3,8 ($7 \cdot 10^{-5}$)
gering (low)	2,3 ($1 \cdot 10^{-2}$)	3,1 ($1 \cdot 10^{-3}$)	3,8 ($7 \cdot 10^{-5}$)	4,3 ($9 \cdot 10^{-6}$)

Im JCSS Probabilistic Model Code ([2.58], [2.159], [2.160]) werden die Versagensfolgen über den Quotienten ρ nach Gl. (2-19) differenziert. Für die „normale“ Klasse 2 wird dies mit den nachstehenden Regelungen noch weiter ausgeführt [2.58]:

- die Variationskoeffizienten für Einwirkung und Widerstand liegen zwischen $0,10 \leq v \leq 0,30$;
- die zuverlässigkeitsbedingten Kosten entsprechen $C'(p)/C(p) \approx 0,03$;
($C(p)$ = Herstellkosten, $C'(p)$ = zusätzlicher Aufwand zur Gewährleistung der Zuverlässigkeit)
- die Lebens-/Nutzungsdauer beträgt mindestens 20 Jahre;

- Fehler infolge *human errors* (→ Abs. 2.2.6) oder tragwerksunabhängige Gegebenheiten sind nicht berücksichtigt.

$$\rho = \frac{\text{Gesamtkosten (Herstellkosten + direkte Versagenskosten)}}{\text{Herstellkosten}} \tag{2-19}$$

- $\rho < 2$ Klasse 1: geringes Risiko für Personen und Sachwerte (landwirt. Gebäude)
 $2 \leq \rho \leq 5$ Klasse 2: mittleres Risiko für Personen und Sachwerte (Bürogebäude)
 $5 \leq \rho \leq 10$ Klasse 3: hohes Risiko für Personen und Sachwerte (Brücken, Theater, ...)

Für größere Variationskoeffizienten, wie sie bspw. bei Erdbebeneinwirkungen vorliegen, wird eine geringere Zuverlässigkeitsklasse empfohlen, da ansonsten ein immenser Aufwand erforderlich wird, um die Zuverlässigkeitsanforderungen der Klasse 2 zu gewährleisten. Falls nur sehr geringe Variationskoeffizienten für Einwirkungen und Widerstandsgrößen vorliegen (z. B. bei großen Eigengewichtsanteilen), kann mit nur geringen Zusatzmaßnahmen eine Einstufung in eine höhere Zuverlässigkeitsklasse sinnvoll sein. In Tabelle 2.7 werden Zielzuverlässigkeiten für den Bezugszeitraum 1 Jahr beschrieben. In der derzeit als Entwurf vorliegenden Fassung der ISO 2394 [R.21] werden etwas größere Versagenswahrscheinlichkeiten zugelassen.

Tabelle 2.7: Vorläufige Zielzuverlässigkeitsindizes im ULS für den Bezugszeitraum 1 Jahr nach JCSS bzw. [1.4] und [2.90]

relative Kosten für Sicherheitsmaßnahmen	β ($P_f = \Phi(-\beta)$) für Versagenskonsequenzen			
	gering (small)	einige (some)	mäßig (moderate)	groß (great)
hoch (high)	2,3 ($1 \cdot 10^{-2}$)	3,0 ($1 \cdot 10^{-3}$)	3,5 ($2 \cdot 10^{-4}$)	4,1 ($2 \cdot 10^{-5}$)
mittel (moderate)	2,9 ($2 \cdot 10^{-3}$)	3,5 ($2 \cdot 10^{-4}$)	4,1 ($2 \cdot 10^{-5}$)	4,7 ($1 \cdot 10^{-6}$)
gering (low)	3,5 ($2 \cdot 10^{-4}$)	4,1 ($2 \cdot 10^{-5}$)	4,7 ($1 \cdot 10^{-6}$)	5,1 ($2 \cdot 10^{-7}$)

In Abhängigkeit von möglichen Schadensfolgen sind in EN 1990 [R.15], Tabelle B.1 und B.2 ebenfalls drei Schadensfolgeklassen CC („Consequences Classes“) festgelegt, denen direkt Zuverlässigkeitsklassen RC („Reliability Classes“) zugeordnet werden können. In RC1 bestehen geringe, in RC3 hohe Gefahren für den Verlust von Menschenleben oder Sachwerten, d. h. mit zunehmender Schadensfolgeklasse steigt die Anforderung an die Zuverlässigkeit. Auch Überwachungsklassen DSL („Design Supervision Level“) werden benannt. In [2.87] sind zudem Klassen für die Robustheit ROC („Robustness Classes“), die Ausführung EXC („Execution Classes“) und Kontrollen CCL („Conditions Control Levels“) festgelegt.

Tabelle 2.8: Empfehlung für Mindestwerte des Zuverlässigkeitsindex β im ULS

Schadens- folgeklasse	Zuverlässig- keitsklasse	Minimum β ($P_f = \Phi(-\beta)$) für den Bezugszeitraum ...				
		1 Jahr	20 Jahre	30 Jahre	50 Jahre	100 Jahre
CC3	RC3	5,2 ($1 \cdot 10^{-7}$)	4,6 ($2 \cdot 10^{-6}$)	4,5 ($3 \cdot 10^{-6}$)	4,3 ($9 \cdot 10^{-6}$)	4,3 ($1 \cdot 10^{-5}$)
CC2	RC2	4,7 ($1 \cdot 10^{-6}$)	4,0 ($3 \cdot 10^{-5}$)	4,0 ($4 \cdot 10^{-5}$)	3,8 ($7 \cdot 10^{-5}$)	3,7 ($1 \cdot 10^{-4}$)
CC1	RC1	4,2 ($1 \cdot 10^{-5}$)	3,5 ($3 \cdot 10^{-4}$)	3,4 ($4 \cdot 10^{-4}$)	3,3 ($5 \cdot 10^{-4}$)	3,0 ($1 \cdot 10^{-3}$)

farbig angelegte Werte entstammen EN 1990 (2010) [R.15]

In EN 1990 [R.15] werden geringere Versagenswahrscheinlichkeiten zugelassen als nach JCSS, um damit zumindest teilweise die sog. human errors zu fassen. So ist bspw. für die Zuverlässigkeitsklasse RC2 nach Tabelle 2.8 eine auf ein Jahr bezogene Versagenswahrscheinlichkeit kleiner $1 \cdot 10^{-6}$ gefordert, hingegen ist dieser Wert in Tabelle 2.7 nur mit $2 \cdot 10^{-5}$ angegeben.

Der Zuverlässigkeitsindex β kann näherungsweise mit Gleichung (2-20) auf andere Bezugszeiträume umgerechnet werden [R.8]. Eine Umrechnung der Versagenswahrscheinlichkeiten P_f von dem Bezugszeitraum 1 Jahr auf den Bezugszeitraum n Jahre wird mit Gl. (2-21) möglich. Jedoch ist unklar, welche Zielzuverlässigkeit für Bezugszeiträume anzusetzen sind, die sich von 50 Jahren unterscheiden, vgl. [2.144] und [2.278].

$$\beta_n \approx \Phi^{-1} \left[\Phi(\beta_1)^n \right] \quad (2-20)$$

$$\begin{aligned} P_{f,n} &= \Phi(-\beta_n) = 1 - \Phi(\beta_n) = 1 - \left[\Phi(\beta_1) \right]^n = 1 - \left[1 - \Phi(\beta_1) \right]^n \\ &= 1 - (1 - P_{f,1})^n \approx n \cdot P_{f,1} \end{aligned} \quad (2-21)$$

Mittels Bild 2-8 wird ersichtlich, dass auch für andere Planungszeiträume wie bspw. für Windenergieanlagen mit 20 oder mehr Jahren entsprechende Zuverlässigkeitsindizes abgeleitet werden könnten.

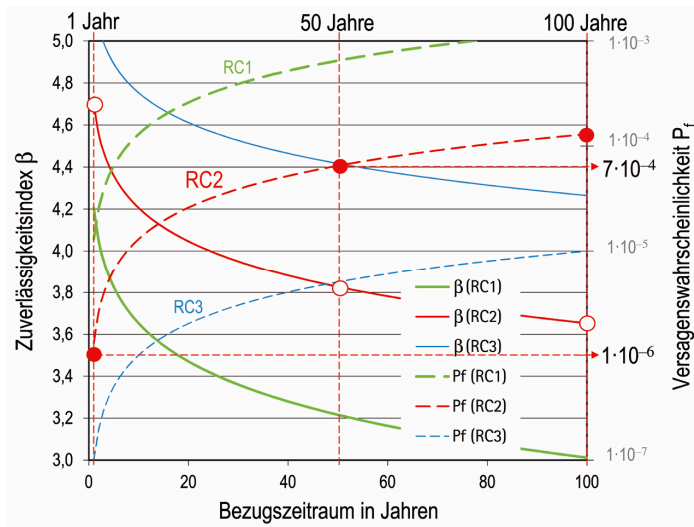


Bild 2-8: Abhängigkeit des Zuverlässigkeitsindex β und der Versagenswahrscheinlichkeit P_f vom Bezugszeitraum

Gegenwärtige Zielwerte der Zuverlässigkeit berücksichtigen dokumentierte Schadensfälle und Verluste und sind für derzeitig ausgeführte Bauwerke kalibriert. Dabei wird angenommen, dass diese einen ausreichenden Sicherheitsstandard aufweisen. Seit über

30 Jahren werden die Zielzuverlässigkeiten der Regelwerke kalibriert, siehe auch [2.45]. Dabei wird in den meisten Fällen mit der vereinfachten FORM (vgl. Abs. 2.3.3) gerechnet und definierte Versagensfälle zumeist auf Bauteil- oder Querschnittsebene behandelt. Tragwerksunabhängiges Versagen oder menschliche Fehlhandlungen werden nicht berücksichtigt. Dabei sind sehr große Bandbreiten der Ergebnisse zu verzeichnen. Diese reichen von $\beta \approx 3$ ($P_f \approx 10^{-3}$) bis $\beta > 7$ ($P_f > 10^{-12}$). Die geringeren Zuverlässigkeiten werden z. B. bei Stützen mit mittlerer Schlankheit, für außergewöhnliche Bemessungszustände (z. B. Anprall) sowie Ermüdung berechnet [2.58].

In vielen Ländern werden die Zielzuverlässigkeiten durch Vergleich mit bestehenden Regelwerken definiert, damit ein neues Sicherheitskonzept keine großen Abweichungen zu bestehenden, bewährten Konzepten aufweist. Nach diesem sog. „Postulat von Lind“ wird davon ausgegangen, dass die gegenwärtigen Bemessungsvorschriften bereits annähernd die erforderliche Zuverlässigkeit und Sicherheit von Bauwerken gewährleisten. Ein probabilistisches Sicherheitskonzept orientiert sich daher zunächst an den bewährten Bauweisen. Die statistischen Kennwerte in einem neuen Sicherheitskonzept werden somit an dem Bewährten kalibriert. Die zu Grunde gelegten Zielzuverlässigkeiten wurden in einigen Regelwerken analysiert, vgl. [2.149] und Tabelle 2.9. Auffallend ist, dass sich der angegebenen Zuverlässigkeitsindex für Deutschland nach IABSE WC1 (2001) bzw. [2.86] von dem i. d. R. angesetzten Wert $\beta = 4,7$ unterscheidet.

Tabelle 2.9: Zielwerte des Zuverlässigkeitsindex β für den Bezugszeitraum 1 Jahr nach einigen internationalen Regelwerken, vgl. [2.86] und [2.326]

Zuverlässigkeitsindex β	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
Argentinien	3,1–5,1				
China	3,1–4,1				
Dänemark		3,7–4,7			
Deutschland				4,2	
Estland				4,2	
Italien				4,2	
Kanada	3,1–4,4				
Niederlande		3,6–4,1			
Österreich				4,2	
Schweden		3,7–4,8			
Spanien				4,2	
Südafrika		3,4–4,8			
UK				4,8	
USA			3,9		

Eine wesentliche Rolle bei der Festlegung von Zielzuverlässigkeitsindizes spielt die Frage, ob eine Bauteiloberfläche im Laufe der Nutzung noch für Bauwerksinspektionen zugänglich ist und so mögliche Schädigungen frühzeitig erkannt werden können. Ist dies nicht der Fall, sind für nicht-inspizierbare Bauteile entsprechend höhere Zuverlässigkeiten zu fordern. Bei Versagen ohne Vorankündigung gelten ebenfalls höhere Anforderungen. Wird ein mögliches Versagen durch Deteriorationen bedingt, die sich erst über eine längere Zeitspanne entwickeln (z. B. Ermüdung), so gelten geringere Zielzuverlässigkeiten. In der Gesamtheit liegt durch diese Abstufung eine gleichmäßigere Zuverlässigkeit vor.

Diese Ansätze sind auch bei der Differenzierung zwischen Neubauten und Bestandsbauwerken anzusetzen. Zwischen diesen beiden Bauwerkstypen bestehen deutliche Unterschiede in den verfügbaren Informationen über die vorhandenen Widerstände und Beanspruchungen, die sich auch auf die anzustrebenden Zielzuverlässigkeiten auswirken. Diese Unterschiede sind in ISO 13822 [R.33] näher beleuchtet:

- *Ökonomische Aspekte:* Die Kosten für eine strukturelle Verbesserung eines Bestandsbauwerkes können sehr groß sein. Hingegen kann bei Neubauten i. d. R. mit relativ einfachen Maßnahmen und geringen finanziellen Mitteln eine Steigerung der Zuverlässigkeit erreicht werden. Daher werden bei Neubauten eher konservative Bemessungsansätze genutzt, die für bestehende Bauwerke nur begrenzt sinnvoll sind.
- *Soziale Aspekte:* Wenn keine strukturellen Verbesserungen eines Bestandsbauwerkes durchführbar sind und somit Wohn- und Kulturstätten nicht mehr nutzbar sind, verlieren die betroffenen Bewohner ihr heimisches Umfeld. Dies betrifft zwar nicht die eigentliche Konstruktion, sehr wohl aber die Bewertung erforderlicher und durchführbarer Maßnahmen an Bestandsbauwerken.
- *Ökologische Aspekte:* Die Gesichtspunkte der Nachhaltigkeit und Ressourcenschonung werden bei Neubauten bisher kaum beachtet. Bei der Sanierung und Strukturverbesserung von Bestandsbauten müssen diese Aspekte der Müllvermeidung und des Recycling jedoch verstärkt in eine Bewertung eingehen.

Qualitätssicherungsmaßnahmen für Neubauten bzw. Inspektionen für Bestandsbauwerke erhöhen die Kosten, wodurch die Einstufung in eine geringere Zuverlässigkeitsklasse gerechtfertigt wäre. Dagegen verringern diese Maßnahmen zugleich die vorhandenen Unsicherheiten, wodurch eine Änderung der Zuverlässigkeitsklasse unnötig erscheint. Da die erforderlichen Maßnahmen und Kosten zur Erhöhung der Zuverlässigkeit bei existierenden Tragwerken deutlich über jenen der Neubauten liegen, dürfen für Bestandsbauwerke geringere Zielzuverlässigkeiten angestrebt werden, siehe auch [2.58].

In ISO 13822 [R.33] sind für SLS, ULS und FLS Zuverlässigkeitsindizes β angegeben, vgl. Tabelle 2.10. Für Neubauten wird i. d. R. ein geplanter Nutzungszeitraum definiert und als Bezugszeitraum für den Zuverlässigkeitsindex angesetzt, vgl. auch Tabelle 2.5 und Tabelle 2.6. Für Bestandsbauwerke hingegen wird für den SLS und den FLS der real verbleibende Nutzungszeitraum berücksichtigt.

Tabelle 2.10: Zielzuverlässigkeitsindex β für Bestandsbauwerke nach [R.33]

Grenzzustand	Zielwert β	Bezugszeitraum
Gebrauchstauglichkeit (SLS)		
reversibel	0,0	verbleibender Nutzungszeitraum
irreversibel	1,5	verbleibender Nutzungszeitraum
Tragfähigkeit (ULS)		
sehr geringe Versagenskonsequenzen	2,3	geplanter Nutzungszeitraum (i. d. R. 50 Jahre)
geringe Versagenskonsequenzen	3,1	geplanter Nutzungszeitraum (i. d. R. 50 Jahre)
mittlere Versagenskonsequenzen	3,8	geplanter Nutzungszeitraum (i. d. R. 50 Jahre)
hohe Versagenskonsequenzen	4,3	geplanter Nutzungszeitraum (i. d. R. 50 Jahre)
Ermüdung (FLS)		
inspizierbar	2,3	verbleibender Nutzungszeitraum
nicht inspizierbar	3,1	verbleibender Nutzungszeitraum

Für bestehende Brückentragwerke wird in [R.61] eine mögliche Abstufung des Zuverlässigkeitsindex in Abhängigkeit der Tragwerksart, der Belastungsart und etwaiger Überwachungsmaßnahmen angegeben, vgl. [2.263], [3.9] und Tabelle 2.11.

$$\beta_{SLS} = 3,0 - (\Delta_M + \Delta_D + \Delta_S + \Delta_L) \geq 1,7 \quad (2-22)$$

$$\beta_{ULS} = 4,7 - (\Delta_M + \Delta_D + \Delta_S + \Delta_L) \geq 3,5 \quad (2-23)$$

Tabelle 2.11: Anpassungsvorschlag für den Zielzuverlässigkeitsindex β im Bezugszeitraum 1 Jahr für bestehende Brückentragwerke im SLS (2-22) und ULS (2-23) nach [3.9]

Monitoring	Δ_M
kontinuierliche Kontrolle der kritischen Elemente	0,50
jährliche Kontrolle der kritischen Elemente bei denen eine sichtbare Vorwarnung erfolgt	0,25
jährliche Kontrolle der kritischen Elemente bei denen keine sichtbare Vorwarnung erfolgt	0,10
Kontrolle alle 2 Jahre	0
Duktilität	Δ_D
hohe Duktilität	0,50
geringe Duktilität	0
Systemtragverhalten – Robustheit	Δ_S
hohe Robustheit, Elementversagen führt zu Systemwechsel, System zeigt redundantes Verhalten	0,50
mittlere Robustheit, mehrere Elemente müssen versagen, damit Kollaps eintritt	0,25
geringe Robustheit, Versagen des Elements führt zu sofortigem Kollaps	0
Einwirkungen	Δ_L
Normbelastung	0
Sondertransporte – seltenes Ereignis (z. B. 1-mal/Jahr), max. 20% über Normbelastung	0,10
Seltene und gleichzeitig wirkende Einwirkungen (Sondertransporte + z. B. Wind und Schnee)	0,20

Für den Bezugszeitraum 50 Jahre liegt der Zuverlässigkeitsindex β für den Grenzzustand der Tragfähigkeit zwischen 3,2 und 4,4 und für den Grenzzustand der Ermüdung zwischen 1,5 bis 3,8 (3,1), vgl. Tabelle 2.5. Für Bestandsbauwerke werden zudem in [2.90] und [1.4] für den SLS $\beta = 1,5$ im Restnutzungszeitraum sowie im ULS $\beta = 3,1$ bis 3,8 (50 Jahre), 3,4 bis 4,1 (15 Jahre) und 4,1 bis 4,7 (1 Jahr) angegeben. Untersuchungen verschiedener Autoren (z. B. [2.58], [2.291] und [2.324]) führen zu den in Tabelle 2.12 genannten Zielzuverlässigkeiten für Bestandsbauwerke.

Die Zielzuverlässigkeit wird innerhalb der o. g. Zuverlässigkeitskorridore festgelegt, um den sozialen, ökonomischen und ökologischen Aspekten gerecht zu werden. Dies sind in erster Linie die Risikoakzeptanzkriterien, d. h. die Einstellung der Öffentlichkeit gegenüber einem Versagen, auch in Abhängigkeit von Versagensfolgen (z. B. Kosten für die Instandsetzung, Häufigkeit der Nutzung, Folgen für Menschenleben, soziale Folgen und Folgen für die Umwelt) und den benötigten Mitteln zur Erhöhung der Zuverlässigkeit der Konstruktion.

Tabelle 2.12: Zielzuverlässigkeitsindex β für die Bewertung bestehender Tragwerke für verschiedene Bezugszeiträume nach [2.291] und [2.324]

Schadens- folgeklasse	minimaler Bezugszeitraum für das Bestandsbauwerk	β (New)		β (Repair)		β (Existing)	
		WN	WD	WN	WD	WN	WD
CC3 ⁽⁵⁾	15	4,3	3,3	3,8	3,3	2,5 ⁽⁴⁾	3,3 ⁽⁴⁾
CC2 ⁽⁵⁾	15	3,8	2,8	3,3	2,5	2,5 ⁽⁴⁾	2,5 ⁽⁴⁾
CC1 ⁽⁵⁾	15	3,3	2,3	2,8	1,8	1,8 ⁽⁴⁾	1,1 ⁽⁴⁾
CC0 ⁽¹⁾	1	3,3	2,3	2,8	1,8	1,8	0,8

⁽¹⁾ CC0 wie CC1, jedoch nur Situationen ohne Gefahr für Personen

⁽²⁾ WN: Beanspruchungen durch Wind sind nicht dominierend

⁽³⁾ WD: Beanspruchungen durch Wind sind dominierend

⁽⁴⁾ dieser β -Wert gibt die unterste, noch akzeptable Sicherheitsstufe an

⁽⁵⁾ vgl. EN 1990 (2010) [R. 15]

Akzeptierte Zuverlässigkeitsniveaus können auch in Abhängigkeit von Kosten-Nutzen-Analysen angegeben werden [2.144], [2.284]. Sofern darin auch menschliches Leben berücksichtigt werden soll, geschieht dies durch den bereits beschriebenen LQI nach Abs. 2.1.3, vgl. [2.154], [2.235] und [2.253].

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit werden die Zuverlässigkeitsbetrachtungen in der Praxis vor allem vor dem Hintergrund dieser Kosten-Nutzen-Analysen durchgeführt. Der Zuverlässigkeitsindex kann nach [2.238] in Abhängigkeit des Verhältnisses von Kosten zur Risikominimierung und Kosten zur Instandsetzung festgelegt werden. In Bild 2-9 ist qualitativ der Zusammenhang zwischen den Kosten zur Erhöhung der Zuverlässigkeit, den Versagensfolgekosten und dem Zuverlässigkeitsindex β im ULS und SLS dargestellt.

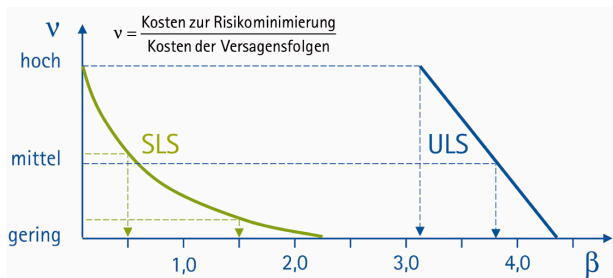


Bild 2-9: Zusammenhang zwischen den Kosten zur Erhöhung der Zuverlässigkeit, den Versagensfolgen und dem Zuverlässigkeitsindex nach [2.115]

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die angesetzten Zielzuverlässigkeiten in den Regelwerken nur vereinzelt und oftmals auch nur indirekt begründet werden. In den derzeitigen semi-probabilistischen Nachweisformaten sind für Beanspruchungs- und Widerstandsgrößen definierte Teilsicherheitsbeiwerte enthalten. Das Produkt dieser beiden Sicherheitselemente führt zu dem in früheren Regelwerken üblichen globalen Sicherheitsbeiwert, der ausschließlich auf der Widerstandsseite berücksichtigt wurde, siehe Abs. 2.3.2.1. Die durch probabilistische Berechnungen der Stufe II (z. B. FORM) bestimmten und mit Verfahren der Stufe III (z. B. Monte Carlo-Methode, Numerische Integrationsverfahren) kalibrierten Teilsicherheitsbeiwerte wurden an dem bestehenden – nicht durchgängig konstanten – Sicherheitsniveau kalibriert. Der JCSS bietet mit der Software *CodeCal* [2.45] eine praktische Möglichkeit, die nationalen Sicherheitselemente zu kalibrieren.

2.2 Fehler, Schäden und Unsicherheiten

Ein Wissenschaftler ist eine Mimose, wenn er selbst Fehler gemacht hat,
und ein brüllender Löwe, wenn er bei einem anderen einen Fehler entdeckt.

Albert Einstein

2.2.1 Fehlerquellen in den Planungsphasen

In allen Planungsphasen entstehen Fehler, die durch Kontrollen minimiert werden können. Nachstehend sollen einige Grundzüge innerhalb der Planungsphasen aufgegriffen werden.

2.2.1.1 Entwurf/Planung

In der Entwurfsphase werden Modelle für die Entwicklung, Beschreibung und Lösung einer Aufgabenstellung erstellt. Diese Modelle können nach [2.217] in deskriptive und präskriptive Modelle unterschieden werden. Deskriptive Modelle stellen ein Abbild der Realität dar und beschreiben diese. Präskriptive Modelle hingegen dienen als Vorbilder einer neu zu erstellenden Realität. Prognosen zählen zu den deskriptiven Modellen, da sie die Vergangenheit und Gegenwart beschreiben und in die Zukunft extrapolieren. Darüber hinaus bestehen „parametrische“ und „nichtparametrische“ Modelle. In parametrischen Modellen wird eine grundlegende Theorie beschrieben und mit anzupassenden Parametern vervollständigt („White Box Modelle“). Hingegen sind unparametrische Modelle („Black Box Modelle“) dadurch gekennzeichnet, dass ihnen keine eindeutige Theorie zu Grunde liegt, sondern Zusammenhänge lediglich empirisch beschrieben werden. Somit stellt eine Messwertauswertung mit Regressionsanalyse eine typische Form für ein unparametrisches Modell dar. Eine Mischung aus einem parametrischen und unparametrischen Modell wird als „Grey Box Modell“ bezeichnet. Dieses enthält eine grundlegende Theorie, die partiell z. B. durch Messungen ersetzt und ergänzt wird. In Bild 2-10 wird eine Hierarchie für Modelle angegeben.



Bild 2-10: Modellhierarchie nach [2.217]

2.2.1.2 Berechnung

Jedem Ingenieur ist bewusst, dass innerhalb einer Berechnung zahlreiche mögliche Fehlerquellen vorhanden sind. Beginnend mit der Eingabe- und Modellbildung sind auch im Rahmen der Ergebnisinterpretation und -wertung Fehler möglich und üblich. Nicht zuletzt dieser Sachverhalt begründet das in Deutschland vorhandene „Vier-Augen-Prinzip“ der Prüfung von statischen Berechnungen. In der Literatur sind bereits vielfältige Modellierungsfehler genannt, z. B. in [2.12], [2.256]. Doch oftmals sind es gerade die unbewussten Tragwerksabstraktionen, die zu unterschiedlichen Modellqualitäten führen (z. B. auch verwendete Elementtypen und Berechnungsmethoden). Wesentliche Beiträge in diesem Bereich liefern z. B. das DFG-Graduiertenkolleg 1462 (z. B. [2.251], [2.14] und [2.180]) sowie [2.213].

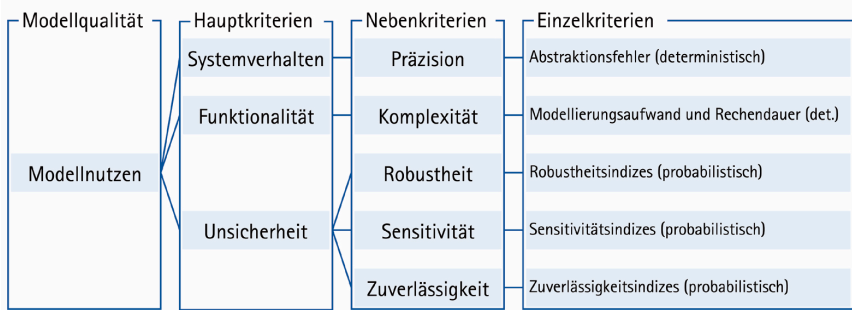


Bild 2-11: Modellbildungskriterien nach [2.251]

Modellqualitäten wurden auch durch die von der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) initiierte „Wissenschaftlichen Beratergruppe MDK-Schleusen“ untersucht. Dabei wurde das nichtlineare Tragverhalten eines unterbewehrten Schleusentragwerks an den Massivbauinstituten der RWTH Aachen, der Leibniz Universität Hannover und der Universität Leipzig sowie an der BAW in Karlsruhe numerisch analysiert. Bei allen Institutionen kamen unterschiedliche z. T. kommerzielle Softwarepakete zum Einsatz. Trotz der offensichtlich vorhandenen besonderen Qualifikation der Bearbeiter, resultierten deutlich abweichende Berechnungsergebnisse [I.11].

Das reale Tragwerk wird durch unterschiedliche Abstraktions- und Idealisierungsstufen, die zu voneinander abweichenden Modellierungen führen, in ein Tragwerksmodell überführt [2.219]. An diesem somit resultierenden Ingenieurmodell werden die wesentlichen Dimensionierungen durchgeführt und eine ausreichende Trag- und Gebrauchstauglichkeit nachgewiesen. Die dabei zu berücksichtigenden Unsicherheiten sind in Bild 2-12 veranschaulicht.

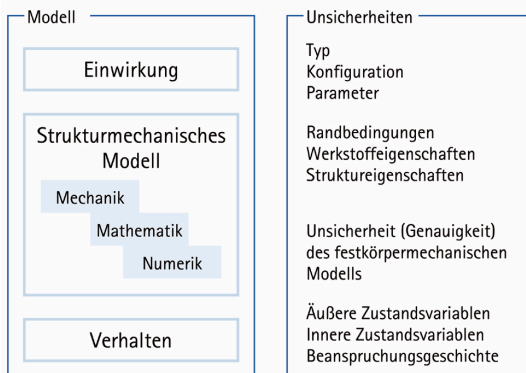


Bild 2-12: Unsicherheiten des Ingenieurmodells nach [2.219]

Die Unsicherheiten innerhalb der Modellierung können hinsichtlich ihres Ursprunges in drei Kategorien unterteilt werden [2.275]:

- Unsicherheiten, die durch naturbedingte Variationen der Vorgänge entstehen,
- Unsicherheiten, die durch unvollständige Kenntnis physikalischer Vorgänge und ihrer Modelle resultieren und
- Unsicherheiten, die mit der begrenzten Datenmenge zusammenhängen.

Die Unsicherheiten des in Bild 2-12 genannten Festkörpermechanischen Modells resultieren aus der (Un)genauigkeit der Modellprognose, die ihrerseits abhängt von der/dem angesetzten

- Theorie (3D-Kontinuum, Schale, Platte, Balken, Stab),
- Werkstoffgesetz (elastisch, plastisch etc.) und dessen Zustandsvariablen,
- Kinematik (linear, nichtlinear),
- Lösungsmethoden (Integration, Approximation, Gleichungslösung),
- Diskretisierungsgrad.

Einige Unsicherheiten innerhalb der Strukturmodellierung mit stochastischen finiten Elementen werden z. B. in [2.192] genannt. Darüber hinaus sind unterschiedliche Skalen zu betrachten, da die Schädigungen auf unterschiedlichen Längen- und Zeitskalen entstehen und sich auf die Grenzzustände auswirken [2.219], [2.341], [2.342]. An dieser Stelle wird unterschieden zwischen der Mikroskala, der Mesoskala und der Makroskala nach Bild 2-13.

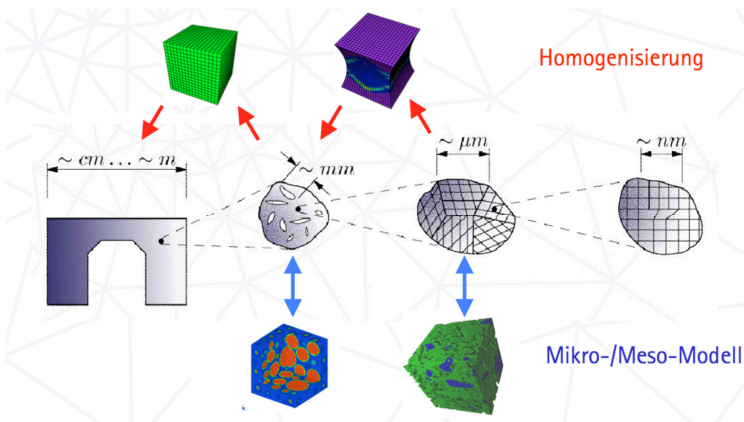


Bild 2-13: Mehrskalenbeschreibung von Beton aus [2.342]

In der Kontinuumsschädigungsmechanik wird weiterhin unterschieden zwischen

- spröder Schädigung,
- duktiler Schädigung,
- Kriechschädigung,
- niederzyklischer und hochzyklischer Ermüdungsschädigung (→ Abs. 2.5.2.4).

Für eine Lebenszyklusbetrachtung sind Gesamttragwerke zu modellieren, um auch Auswirkungen von Tragwerksänderungen beurteilen zu können. Derartige Strukturanalysen

von Gesamttragwerken sind nur mit komplexen, räumlichen Tragwerksmodellen durchzuführen [2.213]. Sofern auch noch nichtlineare oder gar probabilistische Analysen durchgeführt werden, ist ein immens hoher Aufwand für die Nachvollziehbarkeit der Strukturanalyse vorhanden. Die Eingabe, Berechnung und Auswertung ist ebenso fehleranfällig wie die Prüfung derselben.

2.2.1.3 Herstellung

Fehler in der Herstellung sind als Negativbeispiele in zahlreichen Fachveröffentlichungen enthalten. In der Ausführung werden falsche Materialien verwendet und wissentlich oder unwissentlich aus mangelndem Sachverstand, Ignoranz oder Fahrlässigkeit fehlerhafte Tragwerke hergestellt. Auf diese Sachverhalte wird in nachfolgenden Absätzen noch eingegangen (→ Abs. 2.2.3, 0 und 2.2.6).

2.2.1.4 Nutzung

In dem Nutzungszeitraum weisen alle Systeme und Komponenten verschiedene Fehleraten auf. Wie in Bild 2-7 auf Seite 21 dargestellt, sind bei zahlreichen Systemen zu Beginn und gegen Ende des Nutzungszeitraumes größere Fehlerraten als in der zeitlichen Mitte zu erwarten. Diese als *bathtub distribution* bezeichnete Verteilung der *hazard function* über die Zeit ist in drei signifikante Bereiche unterteilt. Die in der Anfangsphase vorhandenen Fehler werden zumeist durch Gewährleistungsansprüche an den Hersteller abgedeckt. Die erkennbaren Mängel resultieren in erster Linie aus herstellungsbedingten Fehlern, ungenügender Qualitätskontrolle und weiteren menschlichen Faktoren (*human factors*, → Abs. 2.2.6). Mit zunehmender Zeit verringern sich die Fehlerhäufigkeiten. In der mittleren Lebensphase liegt eine gleichbleibend geringe Fehlerhäufigkeit vor, wobei diese Fehler zufälligen Ursprungs sind (MTBF → Abs. 2.1.4). Alterungseinflüsse führen in der Endphase zu einem erneuten Anstieg der Fehlerhäufigkeit und signalisieren das ökonomisch vertretbare Ende der Lebensdauer. In dieser Phase ist eine Entscheidung über den Ersatz oder lebensdauerverlängernde Maßnahmen unumgänglich.

2.2.2 Fehlermechanismen

Fehlermechanismen werden den beiden Kategorien „Überbeanspruchung“ (overstress failures) und „Verschleiß“ (wear-out failures) zugeordnet, wobei unter dem Oberbegriff „Verschleiß“ auch die Mechanismen der Ermüdung, Korrosion, Spannungsrisskorrosion, und Kriechen fallen [2.53]. Aus der *bathtub distribution* in Bild 2-7 ist zu entnehmen ist, dass zudem die sog. „Anfangsfehler“ (early-life failures) vorliegen, die infolge einer ungenügenden Bemessung, Herstellungsmängeln, schlechten Baustoffen, ungenügender Überwachung und Qualitätskontrolle, mangelndem handwerklichen Geschick und menschlichen Fehlhandlungen entstehen [2.308]. Ein Großteil dieser „Anfangsfehler“ können den Mechanismen der „Überbeanspruchung“ zugeordnet werden. Oftmals resultieren diese Fehler aus Strukturdefekten, die durch eine mangelhafte Planung und Herstellung von Beginn an im Bauteil enthalten sind (inhärent). Aber auch eine Unterschätzung der aktuellen und der über die Nutzungsdauer anzusetzenden zukünftigen Beanspruchungen wird zu den „Anfangsfehlern“ gezählt.

Mit Verfahren wie der „*Failure Mode and Effect Analysis*“ (FMEA) und Erweiterungen wie der „*Failure Modes, Effects and Critically Analysis*“ (FMECA) wird versucht, die Zuverlässigkeit von Produkten zu erhöhen, siehe dazu auch Abs. 2.6.2 und Tabelle 2.28 auf Seite 93. Dafür ist es jedoch erforderlich, möglichst viele Fehlermöglichkeiten zu identifizieren und ihre Auswirkungen auf die Produkteigenschaften zu bewerten. Mit diesem Vorgehen sollen die relevanten kritischen Bereiche (hot spots) selektiert werden. Auch mit probabilistischen Bemessungsmethoden können unter Einbeziehung aller für eine Bemessung kritischen Basisvariablen die ungünstigsten Parameterkombinationen bestimmt werden.

2.2.3 Fehler und Schäden an Bauwerken

Fehler und Schäden an Bauwerken treten unweigerlich auf und werden oftmals auch dokumentiert. Dennoch finden sich kaum Auswertungen, in denen die Fehlerquellen analysiert werden. Fachveröffentlichungen, die sich mit den Fehlern und Schäden an Bauwerken auseinandersetzen, beziehen sich in vielen Fällen auf Untersuchungen in den 1980er Jahren in der Schweiz [2.189]. Mit der deutschen Einheit wurden die Schäden an Hochbauten in den neuen Bundesländern aufgenommen und ausgewertet [2.164]. Darüber hinaus liegen aktuellere Veröffentlichungen der öffentlichen Bauherren [2.23] und weiterer Autoren vor, z. B. [1.4], [2.70], [2.188] bis [2.191], [2.254], [2.293], [2.294], [2.340].

Fehler werden hauptsächlich während der Herstellung und Nutzung eines Bauwerkes aufgedeckt, vgl. Bild 2-14 und [2.54] bis [2.56]. Zwischen den verschiedenen Bauwerkstypen bestehen deutliche Unterschiede, die der Nutzung oder vielmehr der Verfügbarkeit durch den Nutzer zugeschrieben werden können.

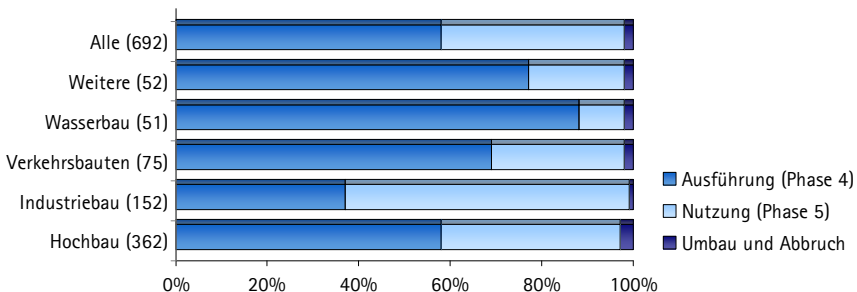


Bild 2-14: Fehler in den Phasen verschiedener Bauwerkstypen, nach [2.191]

Doch welche Fehler führen letztlich zum Schaden oder gar zum Versagen? In Bild 2-15 sind die Primärfehler, die zum Tragwerksversagen führen, angegeben. Dies sind in erster Linie die schlechten Herstellbedingungen, unzureichende Verbindungselemente und ungenügende Lastabtragungsmöglichkeiten.

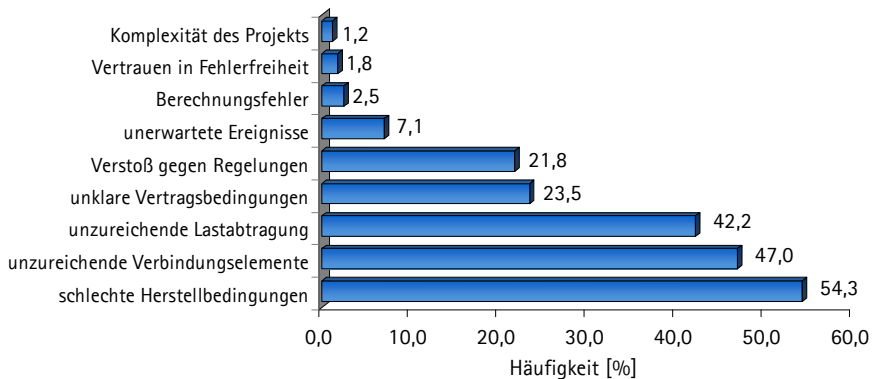


Bild 2-15: Primärfehler, die zum Tragwerksversagen führen nach [2.293]

Die Fehler und Schäden können den einzelnen Bauwerksphasen zugeordnet werden. Obwohl zwischen den in Bild 2-16 genannten Veröffentlichungen markante Unterschiede vorliegen, so fällt doch auf, dass vor allem in der Entwurfsphase (Phase 1 bis 3) und während der Herstellung (Phase 4) die meisten Fehler entstehen. Lediglich bei Brückentragwerken und Industriebauten (vgl. auch Bild 2-14) ist die Fehlerhäufigkeit in der Nutzungsphase (Phase 5) am größten. Weitere Angaben zu Studien in Projekten wie CONCREPNET, LIFECON, REHABCON und CONTECVET sind in [1.4] enthalten. Zu den Versagensursachen von Brücken sind ebenfalls in [2.110], [2.113] und [2.266] weitere Angaben enthalten.

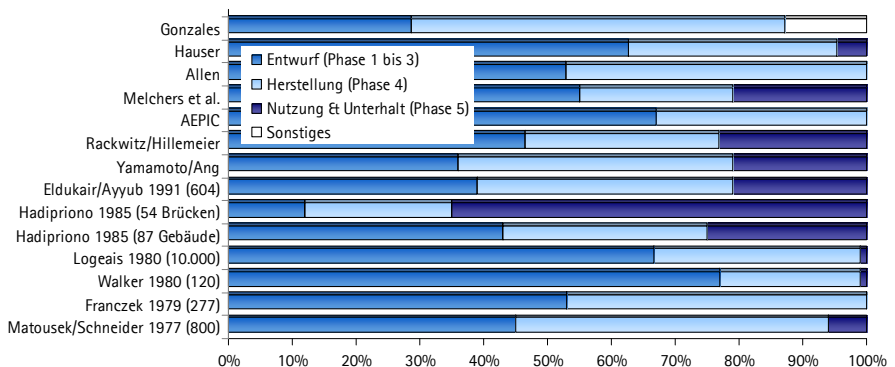


Bild 2-16: Relativer Anteil an Fehlern und Schäden in den Phasen eines Bauwerks, siehe [2.293], [2.78] und [2.228]

2.2.4 Schadensarten, -ursachen und -bewertung

Generell wird zwischen inhärenten („innewohnenden“) und tangiblen („messbaren“, „quantifizierbaren“) Schäden unterschieden. Inhärente Schäden können – sofern dies überhaupt möglich ist – nur mit relativ aufwendigen Prüfverfahren (z. B. Tomographie → Bild 3-8 auf Seite 137) ermittelt werden. Auch nach deren Aufdeckung sind Aussagen über zu erwartende Auswirkungen kaum möglich. Tangible Schäden hingegen sind direkt erfassbar. Sie werden visuell oder mit anderen i. d. R. zerstörungsfreien Prüfverfahren (→ Abs. 3.3.2) untersucht und hinsichtlich ihrer Auswirkungen abgeschätzt. Somit dient bspw. die Rissbreitenbestimmung oder der Korrosionsabtrag eines Bewehrungsstahls zur Bewertung eines Bauteiles oder Bauwerks.

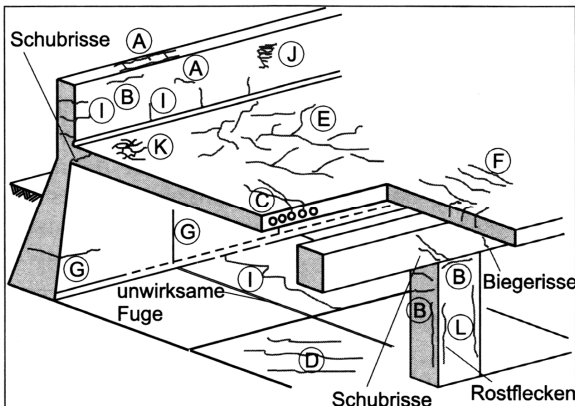


Bild 2-17: Mögliche Rissursachen, Erscheinungsformen und Ort des Auftretens nach [2.143]

Schadensarten sind vielfach katalogisiert. Mit Bild 2-17 wird ein Überblick über einige Rissursachen und -erscheinungsformen gegeben. Diese werden im Anhang in Tabelle 8.4 näher ausgeführt. In Tabelle 8.5 ist ein weiterer Auszug aus einer Schadensdatenbank enthalten. Da bezogen auf die Brückenfläche ca. 85% aller Brücken in Stahlbeton- oder Spannbetonbauweise erstellt wurden und nach Bild 2-18 ein Großteil der Schäden im Überbaubereich anzufinden ist, soll nachfolgend auf diesen Bereich näher eingegangen werden.

Risse, die entweder belastungsabhängig oder infolge Eigenspannungen auftreten, veranschaulichen eine Überschreitung der ertragbaren Betonzugspannungen. Dabei wird zwischen oberflächennahen Rissen und Trennrissen differenziert. Oberflächennahe Risse sind üblicherweise für die Standsicherheit unschädlich, hingegen beeinflussen sie die Dauerhaftigkeit. Sie sind zumeist herstellungsbedingt. Trennrisse sind hingegen i. d. R. schädigungsbedingt. Sie haben einen großen Einfluss auf die Standsicherheit (Verbundverlust, ermüdungsrelevante Schwingbreiten) und die Dauerhaftigkeit (Karbonatisierung, Chloridmigration, Korrosion). Mögliche Ursachen für Trennrisse sind z. B.

- Überbeanspruchung (Biegerisse),
- Sprengdruck der Korrosionsprodukte,
- Ausfall von Bewehrung (infolge Korrosion, Ermüdung, Spannungsrissskorrosion),
- Koppelfugenproblematik.

In [2.344] wird weitere Literatur genannt, in der auf die Vielzahl der Schäden im Betonbau – auch an Vorspannsystemen – eingegangen wird.

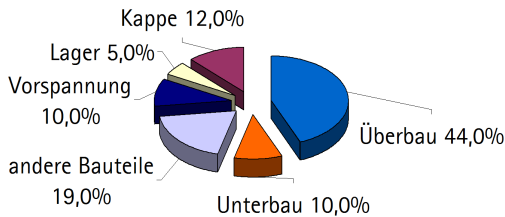


Bild 2-18: Verteilung schwerwiegender Schäden auf Bauteilgruppen an Brückenbauwerken (Brückenlänge > 100 m, Bewertung der Dauerhaftigkeit $D > 2$) nach [2.71]

Anhand der Auswertungen von 1.691 Autobahnbrücken in Japan [2.113] lassen sich die wesentlichen Gründe für Fehler, Schäden und deren Ursachen an Brückentragwerken belegen. Danach sind die meisten Schäden an der Betonplatte (48%), gefolgt von Rissen und Abplatzungen an den Betonträgern (39%) zu finden. Stahlkorrosion (8%) und andere Schäden sind hingegen untergeordnet. Nach [2.272] sind 2/3 der Schäden an deutschen Autobahnbrücken auf chloridinduzierte Bewehrungskorrosion zurückzuführen, vgl. Bild 2-19. Konstruktions- und Ausführungsmängel tragen mit 18% noch deutlich zu den Schäden bei.

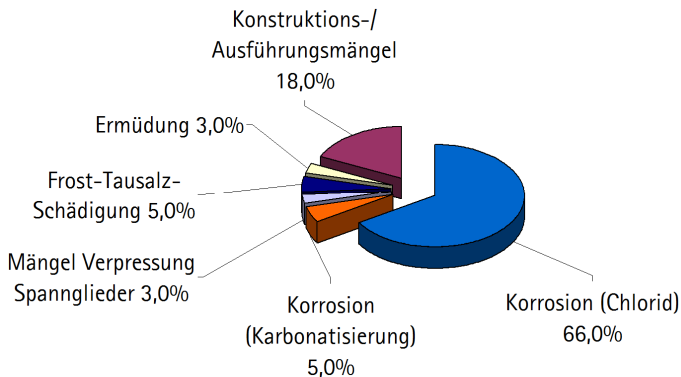


Bild 2-19: Schadensursachen an Betonoberflächen der Brückenbauwerke im deutschen Autobahnnetz nach [2.272]

Die Ausführungsqualität von zwei Straßenbrücken aus Stahlbeton- und Spannbeton wurde in [2.340] untersucht. Der Fertigungsprozess wurde in sieben Ausführungsphasen unterteilt, vgl. Bild 2-20. Dabei wurde festgestellt, dass die meisten Ausführungsfehler im Bereich der Betonstahlbewehrung zu finden sind.

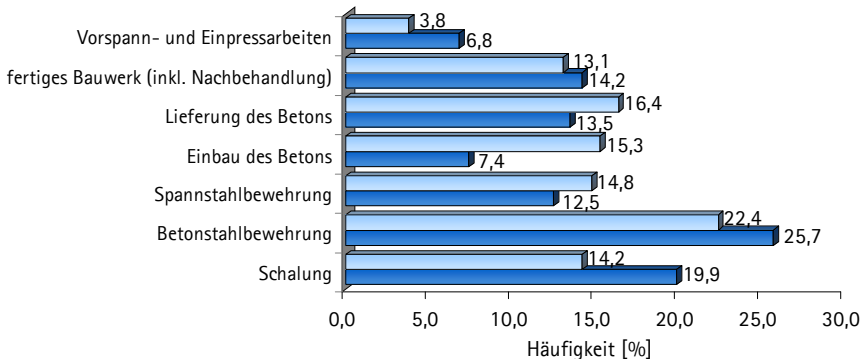


Bild 2-20: Ausführungsfehler in den Fertigungsphasen für zwei Brücken nach [2.340]

Doch wie kann ein Schaden bewertet werden? Wie ist eine Klassifizierung möglich und welches Schadensniveau ist noch akzeptabel? Eine Schadenklassifizierung ist im Brückenbau geregelt. In [2.344] werden verschiedene Schadenklassifizierungen einander gegenübergestellt. So sieht die [R.80] für jeden Einzelschaden eine Bewertung nach den Kriterien „Standicherheit“, „Verkehrssicherheit“ und „Dauerhaftigkeit“ vor. Die in fünf Stufen unterteilte Schadensbewertung beschreibt den Einfluss auf diese drei Kriterien S/V/D und gibt mögliche Maßnahmen zur Behebung an.

Mit einem Bewertungsschlüssel wird aus diesen Angaben eine Basiszustandszahl für jeden Schaden generiert. Die Zustandsnote einer Bauteilgruppe resultiert aus der maximalen Basiszustandszahl der im Bauteil vorhandenen Schäden. In gleicher Weise wird die Zustandsnote des Gesamtbauwerks durch die maximale Bauteilgruppenzustandsnote ermittelt. Analog hierzu wird auch eine Substanzkennzahl berechnet, in der keine Verkehrssicherheitsbewertungen enthalten sind. Für das Gesamtbauwerk wird eine in sechs Notenbereiche eingeteilte Zustandsnote angegeben: diese reicht von einem sehr guten Zustand (1,0 – 1,4) bis zu einem ungenügenden Zustand (3,0 – 4,0).

In [2.272] wird eine ähnliche Schadenklassifizierung durchgeführt. Dabei wird jedoch insbesondere auf die frühen Bauteilzustände eingegangen.

Ein alternativer Bewertungsansatz für Straßenbrücken wurde bereits 1987 entwickelt [3.9], 2004 modifiziert und in [3.186] beschrieben. Danach wird eine kumulierte Gesamtschadenszahl S_{Total} nach Gl. (2-24) berechnet und die durchzuführenden Maßnahmen danach priorisiert.

$$S_{\text{Total}} = \sum_{i=1}^n G_i \cdot \sqrt{\sum_{j=1}^4 k_{ji}^2} \quad (2-24)$$

In diesem Ansatz wird mit der Grundkennzahl G ein Schaden hinsichtlich seiner Auswirkung auf die Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit bewertet. Der Ausmaßfaktor k_1 berücksichtigt die flächenmäßige Ausdehnung sowie die Auftretenshäufigkeit des Schadens. Über den Intensitätsfaktor k_2 geht die Schadensstärke in die Berechnung ein. Der Bauteilfaktor k_3 quantifiziert die Wichtigkeit des betrachteten, schadhaften Bauteils für die Lastabtragung im Gesamttragwerk. Die Dringlichkeit der Instandsetzung ist abhängig von

seiner Auswirkung auf die Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit und kann über den Faktor k_4 gesteuert werden. Mögliche Werte der eingehenden Beiwerte sowie Grenzwerte für den Gesamtschaden, die zur Einteilung in Schadensklassen herangezogen werden können, sind in Tabelle 2.13 enthalten.

Tabelle 2.13: Grenzwerte für den kumulierten Gesamtschadenszahl S_{Total} nach [3.9]

Klasse	Beschreibung	Kennzahl S_{Total}	
1	kein oder sehr geringer Schaden	0 – 3	
2	geringer Schaden	2 – 8	$G: \{1; 2; 3; 4; 5\}$
3	mittelschwerer Schaden	6 – 13	$k_1: \{0; 0,5; 0,8; 1,0\}$
4	schwerer Schaden	10 – 25	$k_2: \{0; 0,5; 0,8; 0,85; 1,0\}$
5	sehr schwerer Schaden	20 – 70 ($k_4 = 10$)	$k_3: \{0; 0,3; 0,7; 1,0\}$
6	Totalschaden, sehr schwerer Schaden	> 50 ($k_4 = 10$)	$k_4: \{0; 1; 3; 5; 10\}$

2.2.5 Unsicherheiten – Arten und Herkunft/Ursache

Systeme, die Umwelteinflüssen ausgesetzt sind, enthalten vielfältige Unsicherheiten. Die größten Unsicherheitsquellen liegen vor, wenn schnelle zeitliche und örtliche Veränderungen zu berücksichtigen sind. So wirken sich meteorologische, hydrologische, umweltbedingte, soziale, und wirtschaftliche Veränderungen sehr stark auf die Eigenschaften von natürlichen und technischen Systemen aus. Daher sind auch die Eingangs- und Ausgangswerte für diese Systeme zufällig verteilte Größen.

Zudem birgt die eigentliche Datenerfassung weitere große Unsicherheiten. Aussagekräftige Datenbasen müssen umfangreiche Messserien über die relevanten Parameter enthalten. Hierin liegt jedoch die Schwierigkeit: nicht für alle maßgebenden Einflussgrößen bestehen diese Messreihen, so dass hier geeignete Abschätzungen zu treffen sind. Solche Vereinfachungen führen unweigerlich zu weiteren Unsicherheiten in der Berechnung. Insbesondere bei komplexen Systemen sind auch die Systemmodellierungen oftmals nur unzureichend. Dabei werden bspw. nichtlineare Größen oder Einflüsse aus Gründen numerischer Zweckmäßigkeit linearisiert und in mathematisch beherrschbare Aufgaben zerlegt. *Cornell* [2.47] bemerkt hierzu:

It is important in engineering applications that we avoid the tendency to model only those probabilistic aspects that we think we know how to analyze. It is far better to have an approximate model of the whole problem than an exact model of only a portion of it.

C. A. Cornell (1972)

Für zahlreiche Fragestellungen fehlen die entsprechenden erforderlichen Eingangsgrößen. Eine Datenermittlung und gezielte Auswertung ist nur in ungenügender Zahl vorhanden. Frei zugängliche Datenbanken, deren individuelle Auswertungen verschiedener Institutionen – quasi in einem Ringversuch analog zu Untersuchungen an Materialprüfanstalten – zu einer abgesicherten Ermittlung der wesentlichen statistischen Kenngrößen führen könnten, sind eine Wunschvorstellung. Insofern versucht jeder Anwender aus einer begrenzten Anzahl an Untersuchungsergebnissen zu diesen Daten zu gelangen. Aufgrund des mehr oder weniger beschränkten Wissens um die mathematischen, physikalischen und sonstigen Zusammenhänge resultieren dabei durchaus unzulässige Auswertungen. In Abs. 2.4.3 werden am Beispiel der probabilistischen Behandlung eines Querkrafttragfähigkeitsnachweises einige kritische Punkte aufgezeigt.

Insbesondere bei Strukturuntersuchungen werden vielfältige Vereinfachungen getroffen, nach deren Umsetzung das ermittelte Ergebnis praktisch wertlos ist. Unglücklicherweise

finden sich zahlreiche Beispiele, in denen nur eine zuvor festgelegte Größe detailliert aufgeschlüsselt wird, andere ebenfalls wesentliche Größen hingegen nur sehr grob eingehen. So werden bspw. einige aufwendige Finite-Elemente-Analysen mit vermeintlich genauen Elementansätzen durchgeführt, die eingehenden probabilistischen Basisvariablen hingegen mit falschen oder stark vereinfachten Verteilungsfunktionen berücksichtigt. In anderen Fällen stehen sehr genaue probabilistische Beziehungen und Kenngrößen den zu stark vereinfachten Rechenmodellen gegenüber.

Die Zuverlässigkeit ingenieurtechnischer Bauteile und Systeme wird durch Unsicherheiten beeinflusst. Die hierbei im Wesentlichen zu unterscheidenden Unsicherheiten gliedern sich in:

- *immanente physikalische oder mechanische Unsicherheiten*
Diese Unsicherheiten können am Besten abgebildet und ermittelt werden, falls eine ausreichende Datengrundlage für die wesentlichen Eingangsgrößen (Basisvariablen) besteht.
- *Unsicherheiten in den Messwerten, Messungenauigkeiten*
Diese ergeben sich aus den zufälligen und systematischen Fehlern bei der Messung physikalischer Größen.
- *Statistische Unsicherheiten*
Diese hängen von der Zuverlässigkeit der begrenzten Informationen und Stichproben ab.
- *Modellunsicherheiten*
Diese resultieren aus der Genauigkeit der verwendeten Modelle (Einwirkungs- und Widerstandsmodelle) für die Abbildung der Realität.
- *Rechenunsicherheiten*
z. B. Näherungslösungen und Rundungsfehler
- *Unsicherheiten aus dem Herstellungsprozess, technische und menschliche Fehler*

Die physikalischen Unsicherheiten einer Zufallsvariablen bestehen in den Anpassungsfehlern, die bei der Festlegung einer statistischen Verteilung und ihrer Verteilungsparameter auftreten. Da die Resultate einer Zuverlässigkeitsberechnung i. d. R. sehr sensitiv auf die Endbereiche der zu Grunde gelegten statistischen Verteilungen reagieren, ist die Wahl des richtigen Verteilungstyps sehr wichtig.

Falls bereits Vorinformationen – sog. *a priori*-Informationen – verfügbar sind (z. B. geeignete Vorgaben für probabilistische Ansätze aus der Literatur), können diese einbezogen werden, um bestehende Unsicherheiten zu verringern, vgl. auch Updating nach Bayes in Abs. 2.7.2. Für die Wahl der passenden probabilistischen Modelle kann nachstehende Hilfestellung genutzt werden [2.58]:

- Für die *Materialeigenschaften* werden i. d. R. logarithmische Normalverteilungen (LN) genutzt. Der Verteilungstyp und die Verteilungsparameter sollten einer großen homogenen Stichprobe entnommen werden. Für neue oder wenig erforschte Materialien wie z. B. hochfester Stahl oder hochfester bzw. ultrahochfester Beton sollten Informationen vergleichbarer bekannter Materialien wie normalfester Stahl oder Beton berücksichtigt werden. Die Testverfahren zur Bestimmung der gesuchten Eigenschaften sollten sich an dem geplanten Einsatzbereich orientieren.
- Bei den *geometrischen Parametern* sind i. d. R. nur geringe statistische Ungenauigkeiten vorhanden, die durch einen kleinen Variationskoeffizienten abgebildet werden. Diese Parameter werden mit einer Normal- oder einer Log-Normalverteilung modelliert. In einigen Fällen werden auch begrenzte, d. h. ein- oder zweiseitig abgeschnittene Verteilungen verwendet. Solche Grenzen sollten jedoch mit Vorsicht gesetzt

werden, um physikalisch unsinnige Bereiche zu vermeiden. Die von der Herstellung abhängigen Variablen können große Variationskoeffizienten annehmen (Imperfektionen, Winkelabweichungen, Eigenspannungen etc.).

- *Einwirkungen* werden nach ihrer Veränderlichkeit in ständige, veränderliche und außergewöhnliche Einwirkungen unterteilt. Sofern die ständigen Einwirkungen aus der Summe vieler verschiedener, stochastisch unabhängiger Elemente resultieren, können sie als normalverteilte Größen abgebildet werden (*zentraler Grenzwertsatz* der Statistik → [2.223]). Bei veränderlichen Einwirkungen sind i. d. R. die maximalen Werte und deren Überschreitungshäufigkeit von Bedeutung (z. B. 98%-Quantilwert für klimatische Einwirkungen). Die jeweilige Verteilung wird an den Bezugszeitraum (z. B. ein Jahr, geplanter Nutzungszeitraum oder Restlebensdauer) angepasst. Die Messwerte der veränderlichen Einwirkungen liegen für einen Beobachtungszeitraum vor, der i. d. R. kürzer als der Bezugszeitraum ist. Daher sind die Extremwerte des Beobachtungszeitraums auf den Bezugszeitraum umzurechnen. Veränderliche Einwirkungen werden i. d. R. durch eine Extremwertverteilung (zumeist Gumbel) abgebildet.

2.2.6 Faktor Mensch – Human Errors/Gross Errors

Technische Konstruktionen und Prozesse werden durch Menschen erdacht, geplant hergestellt und betrieben. In den technischen Prozessen spielt der Faktor Mensch („Human Factors“), also das Einwirken des Menschen auf die Technik und in entgegengesetzter Richtung das Einwirken der Technik auf den Menschen, eine wesentliche Rolle.

Den damit verbundenen möglichen Ursachen für Unfälle ist nur durch systematisches Arbeiten, exakte technologische Vorbereitung und Spezialisierung zu begegnen [2.292]. Dennoch bleibt durch die „Unbedarftheit“ oder das „Pech“ eine unbekannte Größe, die zum Restrisiko beiträgt. In der Literatur werden zwei Typen von Mitarbeitern beschrieben: die „Dummen“ und die „Nichtwissenden“ [2.261]. Der „Dumme“ kann trotz gesunder Sinne die auf ihn einwirkenden Eindrücke nicht richtig verarbeiten und zieht falsche Schlüsse. Der „Nichtwissende“ hingegen leidet zumeist partiell an Informationsmangel und kann daher nicht alle wesentlichen Informationen für sein Handeln nutzen.

Dieses Handeln wird beeinflusst durch die in Bild 2-21 dargestellten Fähigkeiten. Die wesentlichen Grundlagen des menschlichen Handelns liegen in den Vorgängen der Informationsaufnahme und -verarbeitung.

Das richtige Handeln ist gekennzeichnet durch Wahrnehmungs-, Erkenntnis- und Entscheidungsprozesse. Als Zielsetzung steht die eigenverantwortliche Erfüllung einer Aufgabenstellung. Fehlhandlungen resultieren aus falschen Zielsetzungen und/oder falschem Handeln, aus Unkenntnis, Irrtum, Nachlässigkeit, Bequemlichkeit, Fahrlässigkeit oder auch aus Vorsatz. Nach [2.292] bestehen zwei Wege, um Fehlhandlungen zu vermeiden:

- (1) den Einfluss menschlicher Fehlhandlungen durch „sichere“ Technik ausschließen (Verringerung des subjektiven Faktors);
- (2) Motivation, Schulung und Training, um richtig handeln zu können (besondere Beachtung des subjektiven Faktors).

In beiden Fällen wird dies umgesetzt durch:

- Ermittlung und (richtige) Aufbereitung von Informationen,
- Befähigung des Menschen zum richtigen Handeln,
- Kontrolle des richtigen Handelns.

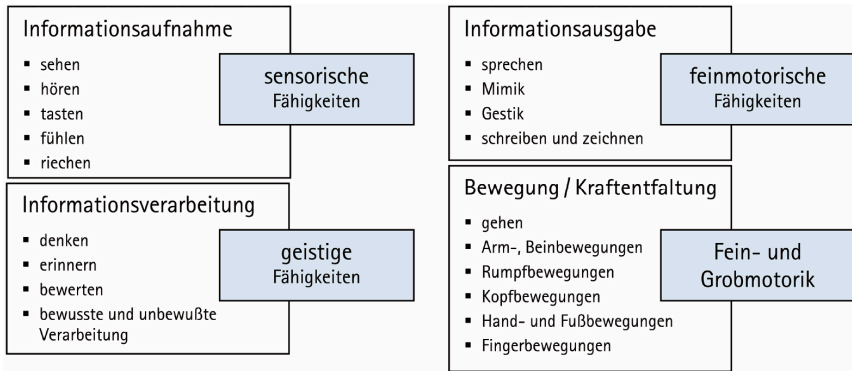


Bild 2-21: Fähigkeiten eines Menschen nach [2.43]

Menschliche Fehlhandlungen können durch das „Human Factors Engineering“ erkannt, analysiert und reduziert werden, indem die Schadensursachen geklärt und entsprechende Überwachungsmaßnahmen hinsichtlich ihrer Wirksamkeit zur Vermeidung menschlicher Fehler bewertet werden. Einen wesentlichen Beitrag zu diesem Thema haben *Schneider* und *Matousek* [2.191], [2.189] in den 1980er Jahren geliefert, vgl. Bild 2-22. Auf ihre Erkenntnisse beziehen sich auch heute noch zahlreiche Autoren. Obwohl sich in der Arbeitswelt ein Wandel vollzogen hat und sicher nicht mehr alle damaligen Angaben in gleicher Weise zu werten sind, wurde aus ingenieurspezifischer Sicht in diesem Bereich wenig Neues erforscht. Aktuelle Aufzeichnungen über menscheninduzierte Fehler für das Bauwesen sind rar. Schilderungen von Schäden und Unfällen sind zwar z. T. mit Aufarbeitung der Ursachen dokumentiert, doch über die vielen „kleinen“ oder auch geheimen „großen“ Fehler finden sich kaum Aufzeichnungen. Nach [2.164] gehen 6% der Bauwerksschäden im Hochbau (neue Bundesländer) auf menschliches Fehlverhalten zurück. In [2.1], [2.2], [2.37], [2.70], [2.108], [2.138], [2.212], [2.247], [2.254] [2.294] und [2.307] sind weitere Angaben enthalten. Ansätze einer *Delphi-Umfrage* sind mit [2.271] erkennbar, doch bei Weitem noch nicht ausreichend.

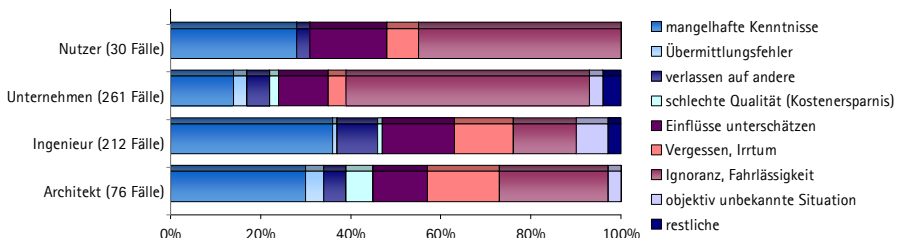


Bild 2-22: Verteilung des schadensverursachenden menschlichen Versagens [2.191]

Menschliche Fehler haben einen signifikanten Einfluss auf das Versagen technischer Systeme. Seit dies 1975 mit der ersten großen Risikostudie für Kernkraftwerke in den USA [2.333] deutlich wurde, werden Verfahren zur Modellierung menschlicher Fehler insbesondere im Bereich der Kernenergie auf Grund des dortigen immensen Schadenspotentials weiterentwickelt. Doch auch im Bauwesen wird versucht, menschliche Fehler in das probabilistische Sicherheitskonzept zu integrieren. Dies geschieht bspw., indem die Festigkeit eines fehlerfrei hergestellten Bauteils deterministisch und dementsgegen die Festigkeit eines fehlerbehaftet hergestellten Werkstoffes statistisch verteilt angesetzt wird, vgl. [2.325].

Nach [2.137] müssen menschliche Eingriffe und dabei insbesondere die Möglichkeit von Fehlhandlungen im Rahmen probabilistischer Analysen quantifiziert werden. Dazu werden Personalhandlungen analog zum Ausfall technischer Komponenten behandelt, d. h. sie gehen als Primäreignisse in den Fehlerbaum ein [2.302]. Dies kann jedoch nur eine grobe Näherung sein, da das menschliche Verhalten nicht wie technische Komponenten zu standardisieren ist.

Bei Inspektionen und Bauwerksüberwachungen können durch subjektive Feststellungen Fehlhandlungen resultieren. Die Ergebnisse einer Inspektion sind in hohem Maße von der durchführenden Person abhängig. Dabei sind in erster Linie seine fachliche Qualifikation aber auch persönliche Erfahrungen sowie sein aktuelles Befinden wesentlich für die Einschätzung und Bewertung eines Tragwerkes hinsichtlich seiner Dauerhaftigkeit und Standsicherheit. „Unsicherheiten der Bauwerksprüfung“ werden z. B. in [2.32] angegeben und im Rahmen probabilistischer Analysen berücksichtigt. In diesem Zusammenhang wird die Güte des Durchführenden genannt und ein statistisch verwertbares Qualitätsmerkmal angegeben. Dabei bleibt zu beachten, dass der Faktor Mensch in den bisherigen Methoden zur Bestimmung einer operativen Versagenswahrscheinlichkeit nicht eingeht, sondern z. B. über „Prinzipien“ [R.3] berücksichtigt wird.

Überwachende werden ihrerseits in vielen Bereichen durch Prüfverfahren o. ä. auf ihren Ausbildungs- und Fertigungsstand hin geprüft. Aber auch bei vorhandenen Zertifizierungs- und Akkreditierungsverfahren bleibt eine Frage: „wer kontrolliert die Kontrolleure?“. Im „FORUM 46“ [2.107] werden Fragen wie diese in breiter Ausrichtung diskutiert. Auch bei den Überwachenden bestehen trotz geregelter Wissensstandsüberprüfungen markante Unterschiede, die bspw. bei der Einschätzung eines Tragwerks aufgrund visueller Inspektion deutlich werden [2.32].

Für Sicherheits- bzw. Risikobetrachtungen sind neben den operativen Größen die sogenannte *Human Factors* von entscheidender Bedeutung. Auch organisatorische Faktoren, Arbeitsteilung oder Managemententscheidungen fallen unter die *Human Factors*. Menschliche Fehler (sog. *Human Errors* oder *Gross Errors*) sind auch die durch menschlichen Eingriff bzw. Unterlassung entstehenden Fehler, somit z. B. auch das Versagen aufgrund fehlerhafter Organisation und Kommunikation. Sie sind ein wesentlicher Aspekt der Bauwerkssicherheit, der jedoch bisher nur wenig beachtet wurde. Zwar besteht seit langem die Erkenntnis, dass die überwiegende Anzahl von Bauwerksversagen auf solche Einflüsse zurückzuführen sind [2.191], dennoch finden sich in der Literatur nur wenige systematische Ansätze zur Modellierung dieser Einflüsse und des Effektes von Qualitätssicherungsmaßnahmen (z. B. [2.184], [2.293]).

Da menschliche Fehlhandlungen i. d. R. nicht durch die Sicherheitsabstände in den Berechnungsvorschriften (Normen, Regelwerke) abgedeckt werden, sind geeignete Strategien erforderlich, um diese zu vermeiden und wirksame Maßnahmen zu treffen. Während der Bauausführung können Ausführungsfehler und Mängel die Tragwerkssicherheit

reduzieren. Diese Handlungen fallen ebenfalls unter die *Human Factors* und deren Auswirkungen können minimiert werden, indem die Schwachstellen in den Bauabläufen aufgedeckt und behoben bzw. zumindest verringert werden. Ein geeignetes *Human Factors Engineering* zielt daher darauf ab, während der gesamten Lebensdauer die Schadensursachen zu analysieren sowie Überwachungs-, Prüf- und Instandhaltungskonzepte zu optimieren, um die Sicherheit von technischen Anlagen zu erhöhen.

Menschliche Fehler werden als Handlungen außerhalb eines definierten Toleranzbereichs angesehen. Die Grenzen dieses Bereichs hängen von den Randbedingungen der zu analysierenden menschlichen Handlung ab. Vor der Modellierung einer menschlichen Fehlhandlung, sollte diese sinnvollerweise zunächst klassifiziert werden. Obwohl für diese Klassifizierung keine allgemeinverbindlichen Festlegungen bestehen, können zwei generelle Kategorien genannt werden [2.302]:

- Fehlverhalten, das durch die Arbeitssituation bedingt ist und
- Fehlverhalten, das in der jeweiligen Persönlichkeit (z. B. physische Konstitution) oder durch persönliche Entscheidungen begründet ist (z. B. Alkoholisierung).

Die Systemanalyse behandelt i. d. R. nur Fehlverhalten, das durch die Arbeitssituation bestimmt ist. Für diesen Sachverhalt lässt sich eine weitere Klassifikation finden:

- *Unterlassungsfehler*
Unterlassen oder Auslassen einer Handlung oder eines Arbeitsschrittes;
- *Handlungsfehler*
fehlerhafte Durchführung einer Handlung oder eines Arbeitsschrittes;
- *Fehler in der Beachtung der Reihenfolge*
Durchführung einer Handlung oder eines Arbeitsschrittes unter Missachtung der erforderlichen Reihenfolge;
- *Zeitfehler*
Durchführung einer Handlung oder eines Arbeitsschrittes außerhalb der festgelegten Zeit;
- *Fehler, die vorgesehene Handlung auszuführen*
Durchführung einer Handlung oder eines Arbeitsschrittes, die nicht zum geplanten Ablauf gehören und nicht hätten vorgenommen werden dürfen;
- *Absichtlich durchgeführte Fehlhandlungen*
Sabotage wird üblicherweise nicht behandelt, da ihre Wahrscheinlichkeit praktisch nicht ermittelt werden kann.

Darüber hinaus ist die folgende Typisierung menschlichen Fehlverhaltens von Nutzen:

- *Zufallsfehler:*
Handlungen außerhalb der Toleranzgrenzen, die keinem vorgegebenen Schema folgen;
- *Systematische Fehler:*
Handlungen außerhalb der Toleranzgrenzen, die einem bestimmten Schema folgen;
- *Sporadische Fehler:*
seltene Handlungen außerhalb der Toleranzgrenzen.

Wahrscheinlichkeiten für menschliche Fehler q_h werden i. d. R. durch statistische Beobachtung mit Gl. (2-25) ermittelt.

$$q_h = \frac{m}{N} \quad (2-25)$$

m = beobachtete Anzahl von Fehlern bei einer bestimmten Handlung

N = Anzahl der Gelegenheiten, einen solchen Fehler zu machen

Nach [2.244] werden drei Verhaltenskategorien definiert:

- **fertigkeitsbasiertes Verhalten (*skill-based behaviour*)**
Ein häufig ausgeübtes Verhalten, das nach Wahrnehmung der Eingangsinformation aufgrund der vorhandenen Erfahrung bzw. Übung quasi „automatische“ Verhaltensweisen auslöst (Routinearbeiten).
- **regelbedingtes Verhalten (*rule-based behaviour*)**
Ein Verhalten, das nach Erkennen der Eingangsinformation aufgrund bereits vorhandener Regeln die Zuordnung des vorliegenden Zustands zu entsprechenden vorgeplanten Aktionen vornimmt.
- **kenntnisbedingtes Verhalten (*knowledge-based behaviour*)**
Ein Verhalten in neuartigen Situationen, in denen eine Problemlösung durch den Operateur erwartet wird. Nach Identifizierung der vorliegenden Merkmale der Störung werden aus generellen Zielen Handlungsnotwendigkeiten abgeleitet und die zu ihrer Ausführung nötigen Schritte geplant.

Beobachtete Wahrscheinlichkeiten q_h gibt es nach [2.244] für fertigkeitsbedingtes und regelbedingtes Verhalten, nicht jedoch für kenntnisbedingtes Verhalten. Liegen für die zu bewertende Situation keine Wahrscheinlichkeiten vor, so sind Schätzungen vorzunehmen.

2.3 Bewertungs- und Zuverlässigkeitsverfahren im Überblick

2.3.1 Bewertungsverfahren

Für Bestandsbauwerke können die Bewertungsverfahren in die drei Kategorien unterteilt werden: in messwertgestützte, modellbasierte oder formatfreie Bewertungen. Mit Bild 2-23 wird eine weitere Unterteilung in Unterstufen ersichtlich, die mit den nachfolgend beschriebenen Methoden zur Sicherstellung einer ausreichenden Zuverlässigkeit konform gehen.

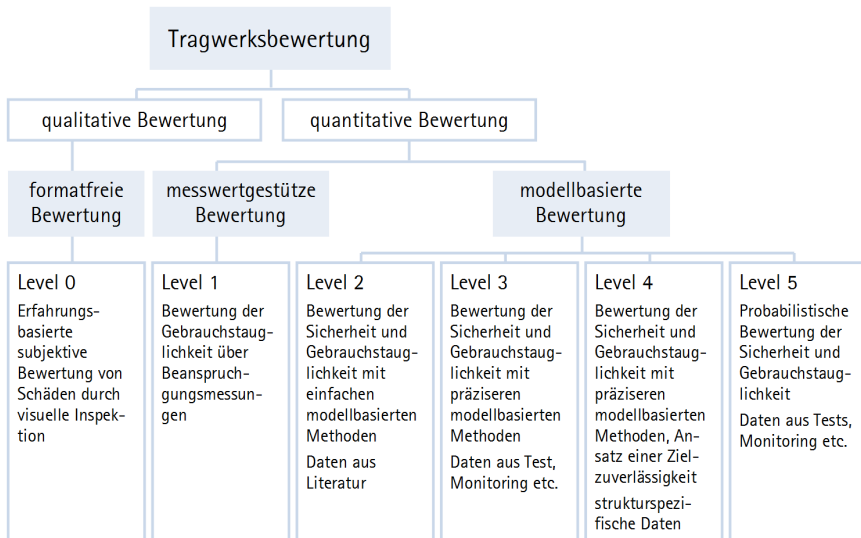


Bild 2-23: Zusammenhang zwischen den Bewertungsverfahren nach [2.258]

Messwertgestützte Bewertungen sind überall dort sinnvoll, wo keine Berechnungen vorliegen oder möglich sind und dennoch Aussagen über das Tragwerksverhalten gefordert werden. Da bei dieser Methode lediglich Messungen im Gebrauchslastniveau durchgeführt werden, sind auch nur Aussagen über das Tragverhalten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit möglich. Üblicherweise wird dieses Vorgehen bei kontinuierlichen Strukturüberwachungen und experimentellen Tragsicherheitsbewertungen (Probebelastungen, → Abs. 3.3.5) angewendet.

In **modellbasierten** Bewertungen wird das Tragverhalten über Strukturanalysen sowohl im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit als auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit abgeschätzt. Dafür sind Daten über die Einwirkungen und Tragwerkswiderstände zu sammeln, geeignete numerische Modelle für die Ermittlung der Strukturbeanspruchung zu erstellen und letztlich die Zuverlässigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Konstruktion nachzuweisen. Damit fallen statische Berechnungen unter die modellbasierten Bewertungen.

Formatfreie Bewertungen basieren auf den Erfahrungen und Entscheidungen des bewertenden Ingenieurs. Sie unterliegen teilweise subjektiven Einflüssen. Darunter fallen bspw. die visuellen und handnahen Inspektionen im Brückenbau (→ Abs. 3.4.1).

2.3.2 Methoden zur Sicherstellung einer ausreichenden Zuverlässigkeit

In der Historie der Bemessung haben sich verschiedene Bemessungsverfahren entwickelt. Zunächst empirische, deterministische Verfahren mit globalen Sicherheiten wurden abgelöst durch semi- und voll-probabilistische Verfahren, vgl. Bild 2-24. Diese Methoden werden in vielen Bereichen ähnlich genutzt. Daher wird zunächst eine allgemeine Beschreibung gegeben, ehe auf die unterschiedlichen Bereiche und Formulierungen eingegangen wird.

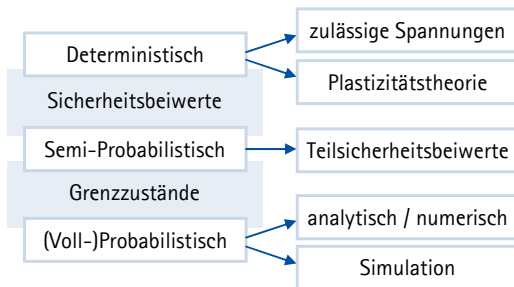


Bild 2-24: Mögliche Vorgehensweise der zuverlässigen Auslegung von Tragwerken

2.3.2.1 Allgemeine Beschreibung

In den *voll-probabilistischen* Ansätzen (full probabilistic design) werden statistisch verteilte Beanspruchungen und Widerstandsgrößen mit ihren statistischen Momenten und Verteilungen berücksichtigt, vgl. Bild 2-25.

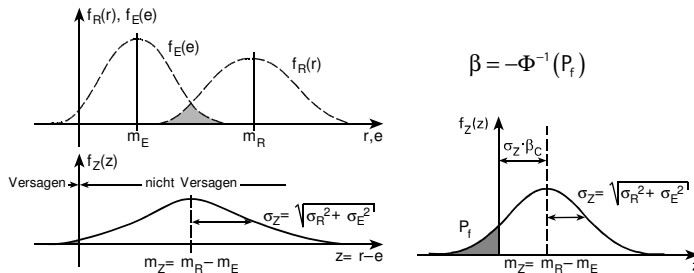


Bild 2-25: Voll-Probabilistisches Bemessungsformat aus [H.8]

Als Ergebnis kann die Zuverlässigkeit als Versagenswahrscheinlichkeit P_f oder in inverser Formulierung als Zuverlässigkeitsindex β angegeben werden. Für vollprobabilistische Berechnungen werden exakte Verfahren (Numerische Integration, Monte-Carlo-Simulation) und Näherungsverfahren (z. B. FORM) genutzt, vgl. Abs. 2.3.3. Aus den Ergebnissen der voll-probabilistischen Berechnung können Teilsicherheitsbeiwerte γ für die Beanspruchungs- und Widerstandsgrößen abgeleitet werden, vgl. Abs. 2.5.1.

Im *semi-probabilistischen* Bemessungsformat (partial factor design) wird der Sicherheitsabstand über Quantilwerte (charakteristische Werte) und die zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerte auf der Beanspruchungs- und Widerstandsseite definiert. Die berücksichtigten

Sicherheitselemente sind an den Erfahrungen mit bisherigen Konstruktionen kalibriert. Indirekt werden dabei auch Zielzuverlässigkeiten (→ Abs. 2.1.5) berücksichtigt, obwohl diese – zumindest in Deutschland – nicht explizit bzw. nur in informativen Anhängen angegeben werden. Dieses Bemessungsformat wird in nationalen (DIN 1045-1 [R.3]) und internationalen (Eurocode 2 [R.20]) Regelwerken umgesetzt.

Deterministische Bemessungsformate basieren ausschließlich auf bisherigen Erfahrungen. Die Sicherheit wird über globale Sicherheitsabstände gewährleistet. Dies entspricht in der Praxis einer Abminderung der zulässigen Bauteilwiderstände und dem mittlerweile abgelösten Konzept der zulässigen Spannungen.

2.3.2.2 Dauerhaftigkeitsbetrachtungen

In Dauerhaftigkeitsbetrachtungen entspricht das voll-probabilistische Bemessungsformat dem sog. Bemessungsformat A (Level 1). Das semi-probabilistischen Bemessungsformat entspricht dem sog. Bemessungsformat B (Level 2). Zudem wird im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit teilweise auch die Einhaltung deskriptiver Regeln gefordert (Bemessungsformat C, Level 3). Dies sind entweder auf Erfahrungswerten basierende deskriptive Regelungen (C1) oder aus den Bemessungsformaten A und B streng bzw. quantifiziert abgeleitete deskriptive Regelungen (C2, deemed to satisfy). Die Bemessungsformate A und B basieren auf dem sog. Performance-Konzept, bei dem die Nutzungsdauer durch die Wahl von Material- und Geometrieparametern eingestellt werden kann. Hingegen sind die Material- und Geometrieparameter beim Bemessungsformat C durch die Einordnung in eine in Regelwerken definierte Expositionsklasse für eine mittlere Nutzungsdauer (i. d. R. 50 Jahre) festgelegt. Bei allen drei Nachweisformaten A, B und C wird ein definierter, auf einen bestimmten Grenzwert bezogener Schädigungsgrad zugelassen. Diese im fib-Model Code on Service Life Design [2.87] beschriebenen Nachweisformate fallen unter die Strategie 1: „design to resist deterioration“ und werden in 2012 mit ISO/FDIS 16204 [R.40] international umgesetzt, vgl. auch [R.34] und [R.35]. In diesem Regelwerk wird auch die Strategie 2 „avoidance of deterioration“ genannt.

2.3.2.3 Tragwerksbewertungen

In der Tragwerksbewertung können nach [2.258] verschiedene Levels definiert werden, vgl. Bild 2-23 auf Seite 46. In Tabelle 2.14 sind die Ziele und Methoden der Tragwerksbewertung zusammengefasst.

Das voll-probabilistische Bemessungsformat wird in Level 5 umgesetzt. Das semi-probabilistische Bemessungsformat wird in den Levels 2 bis 4 berücksichtigt. In Level 2 geht eine bereits aus Konstruktionsunterlagen oder Inspektionen her bekannte, dokumentierte Datengrundlage für die Einwirkungs- und Widerstandsgrößen ein. Zusätzliche zerstörungsfrei ermittelte Eingangsdaten (Tests, Monitoring) führen im Level 3 zu präziseren Ansätzen für die Eingangswerte. Sowohl im Level 2 als auch Level 3 werden dabei normativ festgelegte Teilsicherheitsbeiwerte angesetzt. Im Level 4 hingegen werden die Teilsicherheitsbeiwerte in Abstimmung mit den zu berücksichtigenden Zielzuverlässigkeiten der betrachteten Konstruktion modifiziert. Dieser Ansatz kann in Bezug mit den Zuverlässigkeitsklassen RC (siehe Abs. 2.1.5) gebracht werden. Zu berücksichtigen sind hierbei die Lastgeschichte, Versagenskonsequenzen, Redundanzen und nicht zuletzt eine über Inspektionen oder Monitoring-Maßnahmen feststellbare Vorankündigung des Versagens.

Tabelle 2.14: Struktur der Tragwerksbewertung nach [2.258]

Bewertungs- verfahren	Ziel	Methodik			
formatfrei (Level 0)	qualitative Sicher- heitsbewertung	visuelle Inspektionen erfahrungsbasierte subjektive Bewertung			
messwertbasiert (Level 1)	quantitative Sicher- heitsbewertung	Festlegung der Beanspruchung		Nachweis	
		Messung der Tragwerkseigenschaften unter Gebrauchslasten		Vergleich mit Grenzwerten	
modellbasiert (Level 2) (Level 3) (Level 4) (Level 5)	quantitative Sicher- heitsbewertung	Festlegung der Beanspruchung		Nachweis	
		Informationsermitt- lung	Strukturanalyse		
		Daten aus Literatur / Inspektionen / Monitoring statischer Beanspruchungen und Schäden	einfache Strukturmodelle	deterministisch (zul. Spannungen)	
		Monitoring von Verkehrslasten und klimatischen Einwirkungen	Genauere Strukturmodelle (FEM, nichtlinear)		
		Tests und Messungen von Materialeigen- schaften, -geometrien	Adaptive FE-Modelle		Probabilistische Näherungsverfahren (FORM, SORM)
		Monitoring dynam. Beanspruchungen	Stochastische FE-Modelle		

2.3.3 Zuverlässigkeitsverfahren

Für die Zuverlässigkeitsanalyse wurden verschiedene Verfahren entwickelt. In [H.8] werden der historische Werdegang und die mathematischen Grundlagen einiger dieser Verfahren beschrieben. So gehören die *Monte-Carlo-Simulation (MCS)*, die *Mean-Value First-Order Second-Moment Method (MFOSM)* und die *Advanced First-Order Second-Moment Method (AFOSM)* nach wie vor zu den Standardtechniken der probabilistischen Analyse. Hieraus haben sich Verfahren wie die *First-Order Approximation (FOA)* [2.47] und die *First-Order Reliability Method (FORM)* [2.135], [2.242], [2.8] als Ableger der *Advanced First-Order Approximation (AFOA)* entwickelt. Die *FORM* führt zu recht genauen Ergebnissen, so lange der Bemessungspunkt und lineare Grenzzustandsfunktionen (siehe hierzu Abs. 2.5) betrachtet werden, da diese im Bemessungspunkt linearisiert werden, vgl. Bild 2-26. Falls jedoch bereits bei der Bestimmung des Bemessungspunktes Fehler oder Ungenauigkeiten auftreten oder stark nichtlineare Grenzzustandsfunktionen behandelt werden, so sind auch nur unbefriedigende Ergebnisse zu erwarten. In der *Second-Order Approximation (SOA)* wurde gegenüber der FOA eine Taylorreihenentwicklung ergänzt. Die *Second-Order Reliability Method (SORM)* als Erweiterung der FORM wird oftmals für Zuverlässigkeitsanalysen von Strukturen genutzt, bei denen in der Grenzzustandsbedingung nichtlineare Terme oder nicht-normalverteilte Zufallsvariablen vorhanden sind, da sie in diesen Fällen zu genaueren Ergebnisse führt.

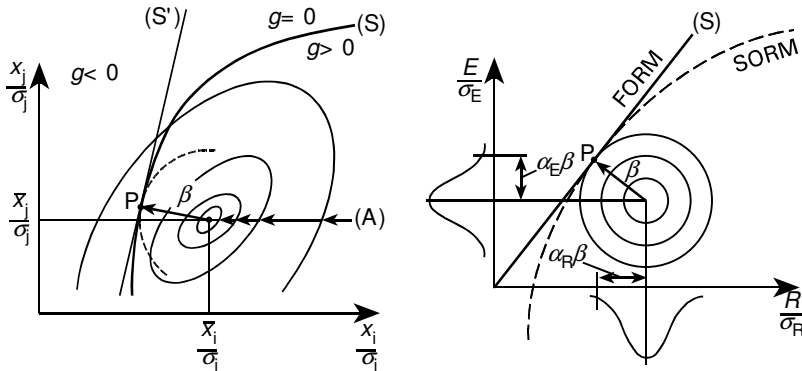


Bild 2-26: Verteilungsdichten und Gleichung des Grenzzustandes im Originalraum und im standardisierten Raum nach [R.8] aus [H.8]

Die *Response Surface Method (RSM)* ist ähnlich wie die FOA aufgebaut. Ein wesentlicher Unterschied liegt jedoch in der analytischen Beschreibung des Zuverlässigkeitsproblems. Dieses wird in der RSM in eine numerisch geeignetere Form gebracht, indem die Grenzzustandsfunktion in Polynome erster oder zweiter Ordnung aufgelöst wird, vgl. Gl (2-26). Darin ist $G(\underline{X})$ eine Näherung für die Originalgrenzzustandsfunktion $g(\underline{X})$, die in Abs. 2.5 noch eingehend beschrieben werden. Die Konstanten werden i. d. R. durch eine lineare Regression für die Mittelwerte bestimmt. Mit dieser neuen Funktion wird die Analyse analog zur FOA durchgeführt.

$$\begin{aligned}
 Y = g(\underline{X}) &\approx G(\underline{X}) \\
 &\approx a_0 + a_1 X_1 + \dots + a_n X_n + a_{n+1} X_1^2 + \dots + a_{2n} X_n^2 + a_{2n+1} X_1 X_2 + \dots
 \end{aligned}
 \quad (2-26)$$

Mit der *Adaptive Response Surface Method (ARSM)* wird die Anzahl der Realisationen im bemessungsrelevanten Bereich vergrößert. Bereits mit ca. 50 Rechenläufen kann eine Antwortfläche erstellt werden, die als Grundlage weiterer Rechenläufe dient und kontinuierlich verbessert wird, siehe Bild 2-27. Für weitere Ausführungen hierzu siehe z. B. [2.214], [2.331], [2.219].

Bei allen genannten Verfahren liegt das generelle Problem in der Abschätzung des Bemessungspunktes, dessen Lage von den Verteilungsparametern der eingehenden stochastischen Größen abhängt. Diese wiederum sind i. d. R. nicht oder nur unzureichend bekannt, da eine zu geringe Datengrundlage oder eine zu große mathematische Komplexität vorliegt. Konsequenterweise wurden daher Schätzverfahren entwickelt, um die Lage des Bemessungspunktes zu approximieren. Zu diesen zählen die in erster Linie angewandte *Point Estimation Method* (z. B. nach *Rosenblueth*, *Harr* oder *Li*) oder die *Transform Method*. Weitere Ausführungen hierzu finden sich z. B. in [2.280].

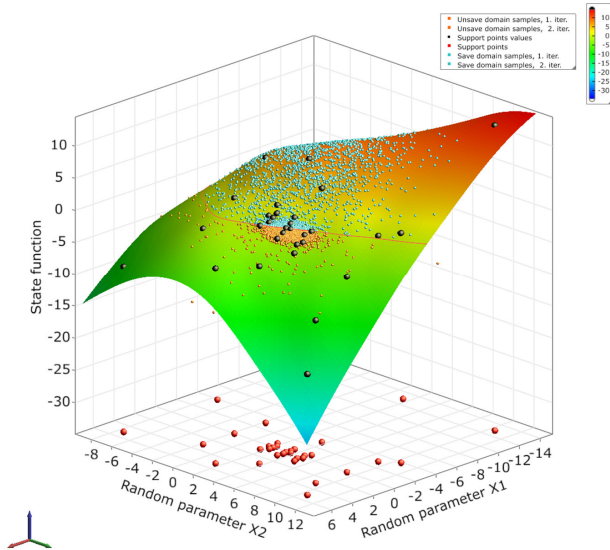


Bild 2-27: Anwendung der ARSM aus [2.257]

Vielfach werden auch stochastische finite Elemente für die Problemlösung verwendet. An dieser Stelle soll dies nicht vertieft, sondern lediglich der Hinweis auf weiterführende Beschreibungen z. B. in [2.88], [2.65] [2.118], [2.192], [2.202], [2.301] oder [2.331] gegeben werden.

2.4 Stochastische Eingangswerte und Modellunsicherheiten

2.4.1 Stochastische Eingangswerte

Der *Probabilistic Model Code* (JCSS) stellt für verschiedene Einwirkungen, Materialeigenschaften und Modellunsicherheiten eine Sammlung der wesentlichen Daten zur Verfügung [2.156], [2.157]. Weitere Datenbasen werden zumeist projektorientiert gesammelt [H.8], [4.70] und finden teilweise auch Eingang in die Regelwerke [2.33], [2.96], [2.124], [2.268], [2.282].

Die stochastischen Eingangswerte resultieren i. d. R. aus der statischen Auswertung von Datensammlungen oder werden geschätzt. Entsprechende Verfahren der Parameterschätzung und Bewertung der Parametergenauigkeit werden z. B. in [2.280] genannt. Selbst in dem Fall, dass keinerlei Datengrundlagen für Versagensfälle vorliegen, bieten stochastische Modelle eine Möglichkeit, über prädiktive Verteilungen Lebensdauervorhersagen durchzuführen [2.281].

Eine große Herausforderung besteht in der Anpassung einer geeigneten Verteilung an die vorhandenen Datengrundlagen aus Messungen oder Simulationen. In der Fachliteratur finden sich für diese Anpassungen vielfach Hinweise und Kriterien. Teilweise sind

auch entsprechende Angaben in den Regelwerken enthalten. Dass dabei jedoch oftmals statistische Grundsätze unberücksichtigt bleiben (vgl. z. B. [2.104]) und für eine adäquate Anpassung der Verteilungsdichte in den oberen bzw. unteren Quantilbereichen kaum Messwerte vorliegen, wird als gegeben hingenommen. Daher sollte im Rahmen einer Parameterstudie durchaus die Sensitivität der berechneten Zuverlässigkeitsparameter gegenüber den angesetzten Verteilungsarten überprüft werden. Mit Bild 4-36 auf Seite 205 wird dies an der signifikanten Wellenhöhe für die Bemessung von Offshore-Windenergieanlagen veranschaulicht. Auch für Straßenbrücken werden verschiedene Verteilungsdichten angesetzt, z. B. multimodale Normalverteilungen oder Gumbelverteilungen, vgl. Bild 4-31 auf Seite 197.

2.4.2 Einwirkungen und Einwirkungsmodelle

Einwirkungen führen zu Tragwerksbeanspruchungen (Auswirkungen). Für Sicherheitsbetrachtungen sind die Einwirkungsdauer und die Streuungen relevant, so dass ständige, veränderliche und außergewöhnliche Einwirkungen unterschieden werden. Einwirkungen sowie die daraus abgeleiteten Beanspruchungen können zudem statischer oder dynamischer Natur sein.

Durch Einwirkungsmessungen werden zeitabhängige Daten erfasst. Die statistische Auswertung führt zu Verteilungsfunktionen und statistischen Kennwerten der betrachteten Einwirkung, siehe auch [H.8] und [H.9]. Mit der Art der Datenauswertung sind auch Modellgenauigkeiten der Einwirkungsmodelle verbunden. In den Regelwerken für Einwirkungen (in Deutschland die Reihe DIN 1055 bzw. in Europa Eurocode 1) sind die charakteristischen Werte der Einwirkungen angegeben. Für ständige Einwirkungen sind dies die Mittelwerte, für veränderliche hingegen i. d. R. die 98%-Quantilwerte im Bezugszeitraum ein Jahr, also die gemessenen Einwirkungsgrößen, die innerhalb eines Jahres nur von 2% aller gemessenen Werte überschritten wurden.

Liegen keine Einwirkungsmessungen vor, so können diese standortabhängig durchgeführt werden. Für Windenergieanlagen werden so bspw. Windgeschwindigkeiten, oder für Offshore-Konstruktionen werden an der Forschungsplattform FINO 1 Windgeschwindigkeiten, Wellenhöhen und -amplituden richtungsabhängig bestimmt. In den Einwirkungsmodellen geht zum einen die Güte der approximierten Verteilungsdichte mit ein, zum anderen aber auch der Lastansatz auf einer Struktur. Ein gängiges Beispiel dafür ist die normativ i. d. R. linear verteilte Schneelast im Vergleich zur realen Schneehöhen- bzw. Schneegewichtsverteilung. Auch für den Wind und andere Einwirkungen liegen solche Modellvereinfachungen vor. Üblicherweise wird die Windgeschwindigkeit mit der Höhe stetig zunehmend angesetzt. Anhand von Windgeschwindigkeitsmessungen an sehr hohen Windmessmasten wird jedoch belegt, dass sich die Windrichtung innerhalb der ersten 250 Meter über Gelände durchaus um 180° drehen kann. Die damit verbundenen Auswirkungen auf hohe Windenergieanlagen sind an den resultierenden Leistungseinbußen festzustellen.

Durch eine direkte Messung der Beanspruchungen statt der Einwirkungen sind Verbesserungen der Einwirkungsmodelle möglich. Bei überwachten Windenergieanlagen werden bspw. die Materialbeanspruchungen über Dehnungsmessungen ermittelt. Auch bei der Offshore-Testplattform FINO 1 wird in einigen Bereichen der fachwerkartigen Gründungskonstruktion (Jacket) über Dehnungsmessstreifen auf die Strukturbeanspruchungen geschlossen. Die vorhandenen Wind- und Welleneinwirkungen erzeugen unmittelbare

Auswirkungen am Bauteil und müssen für die Strukturanalyse nicht mehr in Einwirkungsmodelle überführt werden. Aus diesen Bauteildehnungen bzw. unter der Hooke'schen Modellannahme den Bauteilspannungen können Lastkollektive für Ermüdungsuntersuchungen und Extremwertverteilungen für Tragfähigkeitsuntersuchungen abgeleitet werden. Ähnliche Ansätze werden auch bei Brückentragwerken verfolgt. Anstatt die Einwirkung, d. h. die Fahrzeuge, Temperaturen etc. zu erfassen, werden die Auswirkungen, d. h. Verformungen und Dehnungen gemessen. In den o. g. Fällen, bei denen die Beanspruchungen am Tragwerk gemessen werden, ist die Interaktion von Einwirkungs- und Widerstandsmodellen zu beachten. Da die messtechnisch bestimmte Beanspruchung am Tragwerk ermittelt wird, gehen beide unbekannten Modelle für Einwirkung und Widerstand zeitgleich ein und sind mit dieser Konfiguration nicht mehr separat zu bestimmen.

2.4.3 Widerstände und Widerstandsmodelle

Festigkeitskennwerte sind eine Grundlage für die Tragfähigkeitsbewertung. Sie werden mannigfaltig mit standardisierten Verfahren an Prüfkörpern ermittelt. Für die Materialprüfungen wird von allgemein anerkannten Grundsätzen ausgegangen, bspw. der Annahme, dass die Häufigkeiten der Festigkeitswerte gemäß dem Grenzwertsatz der Statistik durch eine normalverteilte Verteilungsdichte modelliert werden können. Dies setzt jedoch voraus, dass die Stichprobe unverfälscht analysiert wird und nicht die unerwünschten Festigkeitsunterschreitungen unberücksichtigt bleiben. Die obligatorischen Testverfahren decken diese Manipulationen nicht zwangsläufig auf. Gerade diese niedrigen Festigkeiten sind relevant für die Versagenswahrscheinlichkeiten. Eine im unteren Quantilwertbereich gekappte Verteilungsdichte hat entscheidenden Einfluss auf die statistische Bewertung der Materialparameter! In Bild 2-28 sind exemplarisch die Histogramme der Betondruckfestigkeiten von zwei Stichproben der Güteüberwachung dargestellt, die nach den gängigen statistischen Testverfahren als normalverteilt anzusehen sind. In Bild 2-29 sind entsprechend zwei nicht-normalverteilte Stichproben veranschaulicht. Insbesondere bei diesen wird auch eine mögliche Verfälschung der Stichprobenergebnisse im unteren Quantilbereich ersichtlich. Ergänzende Informationen zu den Stichproben und statistischen Testverfahren sind in [H.9] sowie in Tabelle 8.2 und Tabelle 8.3 zu finden.

Widerstandsmodelle werden auf Grundlage experimenteller Untersuchungen analytisch beschrieben. Durch Belastungsversuche an möglichst realen Tragsystemen werden sie kalibriert bzw. validiert. Eine wesentliche Aufgabe besteht demnach darin, das Tragverhalten bzw. die Lastabtragung möglichst realitätsnah, auf der sicheren Seite liegend zu beschreiben und zugleich praktisch umsetzbare analytische Beziehungen zu erhalten. Je besser die analytischen Beschreibungen die Realität abbilden, desto geringer sind auch die Modellungenauigkeiten. Diese werden durch statistische Kennwerte ausgedrückt: dies sind zumeist die ersten beiden statistischen Momente (Mittelwert, Standardabweichung) bzw. der Variationskoeffizient und die zu Grunde gelegte statistische Verteilung. In Ermangelung genauer Kenntnisse wird i. d. R. eine Normalverteilung angesetzt (Grenzwertsatz der Statistik).

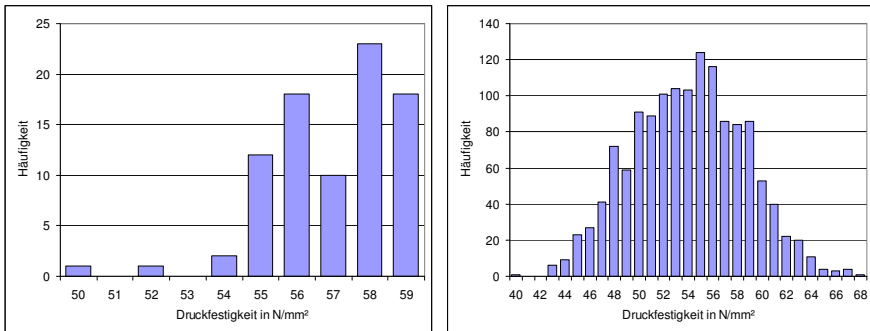


Bild 2-28: Histogramm von zwei normalverteilten Stichproben (D45R414 und N35R312) an Betondruckfestigkeitsuntersuchungen, vgl. [H.9]

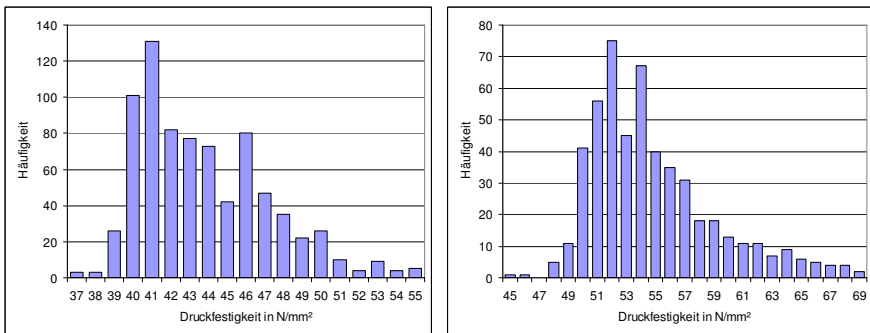


Bild 2-29: Histogramm von zwei nicht-normalverteilten Stichproben (M35R700 und M45R140) an Betondruckfestigkeitsuntersuchungen, vgl. [H.9]

Am Beispiel der probabilistischen Behandlung eines Querkrafttragfähigkeitsnachweises sollen einige kritische Punkte aufgezeigt werden: Für die analytische Beschreibung einer Querkrafttragfähigkeit wurden verschiedene Modelle entwickelt. In der deutschen Bemessungsnorm für den Betonbau DIN 1045-1 hat sich das Nachweismodell nach *Reineck* etabliert. In diesem Kraftabtragungsmodell wird eine Tragfähigkeit über Rissreibung, Verzahnung und Verdübelung erreicht. Auf Grundlage einer modifizierten *Mörschen* Fachwerkanalogie wird eine ausreichende Querkrafttragfähigkeit über die Traganteile nach Gl. (2-27) ermittelt.

$$V_{Rd} = \begin{cases} V_{Rd,ct} \\ V_{Rd,c} \\ V_{Rd,sy} \\ V_{Rd,max} \end{cases} \quad (2-27)$$

Für jeden dieser Traganteile kann ein Modellfaktor durch Auswertung nach EN 1990 Anhang D [R.15] ermittelt werden. Dabei ist es möglich, sowohl den Variationskoeffizienten des Modellfaktors als auch einen Gesamtsicherheitsbeiwert zu bestimmen. Vertiefte

Einblicke in die Hintergründe und die Auswertung bietet z. B. [2.15] und [H.8], [H.9]. Das Ergebnis dieser Auswertung hängt stark von den berücksichtigten Versuchsdaten ab. Daher sollte durch Filterung der Versuchsdaten für gleichartige Versagensmechanismen eine gezielte Selektion über sog. „Ingenieurkriterien“ durchgeführt werden, ohne jedoch die Datenbasis an einen gewählten Bemessungsansatz anzupassen, siehe Bild 2-30 und Bild 2-31.

Versuche: Rechteckbalken / Einzellast / ohne Querkraftbewehrung

- Betonfestigkeit f_{ct} : alle
- Bewehrungsgehalt ρ_l : alle
- Breite b ; Nutzhöhe d : alle
- Lasteinleitung a/d : alle

Querkraft $V_{Rd,ct}$

$n = 700$

$v_d = 71,1\%$

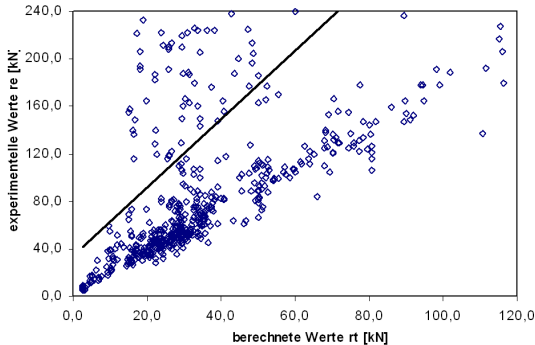


Bild 2-30: Variationskoeffizienten der Modellunsicherheiten für das Nachweismodell $V_{Rd,ct}$ nach DIN 1045-1 (2001) [R.5] ohne Eingrenzung der Datenbasis

Versuche: Rechteckbalken / Einzellast / ohne Querkraftbewehrung

- Betonfestigkeit f_{ct} : alle
- Bewehrungsgehalt ρ_l : $0,5\% \leq \rho_l \leq 4\%$
- Breite b ; Nutzhöhe d : $b > 80 \text{ mm}$; $d > 50 \text{ mm}$
- Lasteinleitung a/d : < 3

Querkraft $V_{Rd,ct}$

$n = 263$

$v_d = 15,5\%$

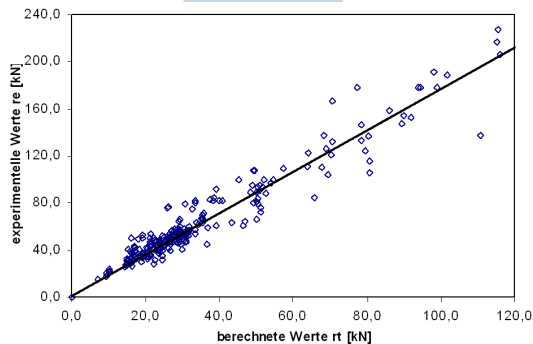


Bild 2-31: Variationskoeffizienten der Modellunsicherheiten für das Nachweismodell $V_{Rd,ct}$ nach DIN 1045-1 (2001) [R.5] mit Eingrenzung der Datenbasis durch Ingenieurkriterien

Mit den Ingenieurkriterien wird bspw. die Auswahl definierter Intervalle des Längsbewehrungsgrades oder der Betondruckfestigkeit sowie einer Belastung durch Einzel- oder Flächenlasten möglich. Für jede dieser Varianten ergeben sich bei gleicher Grundgesamtheit der Versuchsdaten unterschiedliche Ergebnisse. Auf diesem Wege wurden die Vorfaktoren in den Nachweisgleichungen für die Querkrafttragfähigkeit in DIN 1045-1 (2001) [R.4] ermittelt und verifiziert, vgl. Tabelle 2.16. Der Vorfaktor „0,12“ in Gl. (2-28) wird bspw. in [2.347] als Bemessungswert c_d aus Versuchsdaten für einen Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit $v(f_{ck}) = 14,8\%$ bzw. $v(f_{c,exp}) = 12,9\%$ abgeleitet. Unter Ansatz anderer Ingenieurkriterien legt [2.140] mit dem Vorfaktor „0,10“ in Gl. (2-29) einen konservativeren Ansatz vor, der auch in DIN 1045-1 (2001) [R.4] übernommen wurde. Für Spannbetonbauteile und die Querkrafttragfähigkeit querkraftbewehrter Bauteile sind in [2.139] Auswertungen zu finden. In Bild 2-32 ist der Vorfaktor als 5%-Quantilwert mit dem abzulesenden charakteristischen Wert $c_k = 0,14$ dargestellt. Aus diesem kann der in der Nachweisgleichung der DIN 1045-1 angegebene Bemessungswert $c_d = 0,10 = 0,15/\gamma_c$ berechnet werden. In einer probabilistischen Analyse ist dieser Nachweisgleichung noch ein Modellfaktor nach Tabelle 2.16 vorgeschaltet, vgl. auch Gl. (2-68) auf Seite 78.

$$V_{Rd,1} = \left[0,12 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (2-28)$$

$$V_{Rd,ct} = \left[0,10 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (2-29)$$

DIN 1045-1 (2001)

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0,15}{\gamma_c} \cdot \kappa \cdot \eta_1 \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (2-30)$$

DIN 1045-1 (2008)
EC2-1-1 (2011)

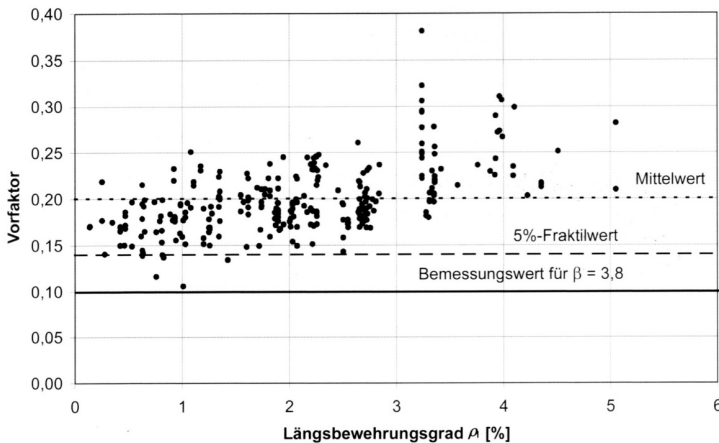


Bild 2-32: Empirische Ermittlung des Vorfaktors in Gl. (2-29) aus [2.52]

In Tabelle 2.15 ist die Bandbreite der in [H.8] ermittelten Variationskoeffizienten für die Modellunsicherheiten der Tragwiderstandes nach DIN 1045-1 (2001) [R.4] dargestellt. Gegenüber DIN 1045-1 (2008) [R.3] bzw. EC2-1-1 (2011) [R.20] bestehen durch den neu eingeführten Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit $v_{Rd,ct,min}$ nur marginale Unterschiede für die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,ct}$. Tabelle 2.16 enthält einige stochastische Modellbeschreibungen aus der Literatur.

Tabelle 2.15: Variationskoeffizienten der Modellunsicherheiten für verschiedene Nachweisgleichungen der DIN 1045-1 (2001) [R.5]

Versagensart	Anzahl Versuche	Variationskoeffizient v_{St} [%]		
		min	max	Ingenieurkriterien
Druckkraft	–	–	–	–
Biegung	64	4,9	25,8	8,0 * ¹
Querkraft $V_{Rd,ct}$	1.096			
Einzellast	700	9,2	97,1	15,5 * ²
Streckenlast		12,6	25,5	
Durchstanzen	256	7,1	28,2	19,6 * ³

*¹ $p_I \leq 4\%$ / *² $0,5\% \leq p_I \leq 4\%$; $d > 50$ mm; $b > 80$ mm; $a/d < 3$ / *³ $p_I \leq 4\%$; $d > 100$ mm

Für andere Nachweisgleichungen (z. B. ein anderes Querkraftmodell) sind auch die Modellfaktoren neu zu bestimmen. Werden jetzt in probabilistischen Analysen Ansätze für die Streuungen der Modellfaktoren gesucht, so ist zunächst auf die Wahl des zu berücksichtigenden Nachweismodells zu achten. Dieses wird i. d. R. jedoch nicht explizit angegeben. So werden oftmals Modellfaktoren mit ihren typischen Größen wie Mittelwert und Variationskoeffizient bei unterstellter Normalverteilung aus der Literatur zusammengestellt ohne jedoch die dafür zu Grunde liegende Nachweisgleichung zu kennen. Ein anschaulicher grafischer Vergleich verschiedener Nachweismodelle der Querkrafttragfähigkeit wird z. B. in [2.36] gegeben. Dort sind analog zu den Darstellungen in Bild 2-30 die Nachweisformate nach DIN 1045-1, ACI 318-05, *Zink*, *Remmel* und *Lubell* vergleicht betrachtet worden.

Über Messungen an ausgeführten Bauwerken können existierende Modellunsicherheiten quantifiziert werden. Diese Parameter sind ggf. zeitvariant, da durch z. B. zyklische Temperaturschwankungen im Jahresgang Steifigkeitsänderungen der Bauteile resultieren. In [2.175] werden die Modellunsicherheiten einer dreifeldrigen, liniengelagerten Plattenbrücke mittels der Kalibrierfahrten bzw. punktuellen Probelastungen bei Umgebungstemperaturen zwischen 0° bis 2° C bestimmt. In dem Bauwerk sind in einigen Bereichen faseroptische Sensoren an der Bewehrung installiert. Über eine Steifigkeitsanpassung (i. d. R. des E-Moduls, hier jedoch der Trägheitsmomente in den voraussichtlich gerissenen Querschnittsbereichen) wird das numerische Modell kalibriert, d. h. an die Messwerte angepasst. Anschließend wird mit den Messwerten der installierten Sensoren – analog zu den obigen Auswertungen der Querkraftmodellunsicherheit – das standardisierte Auswerteverfahren nach EN 1990 durchlaufen, um auf die Modellunsicherheiten zu schließen.

Im Rahmen der Revidierung des IEC 61400-1 [R.56] soll auch für Windenergieanlagen die Vorgehensweise nach EN 1990 Anhang D berücksichtigt werden, vgl. [4.83].

Tabelle 2.16: Stochastische Beschreibung der Modellunsicherheiten

Versagensart	Gleichung ⁽¹⁾	Bez.	Verteilung	Mittelwert	Var.	Quelle
Druckkraft	DIN	$U_{R(N)}$	N	1,10	0,10	[2.329]
		$U_{R(N)}$	LN/N	1,00	0,05	[H.8]
Biegung ohne Normalkraft	DIN	$U_{R(M)}$	N	1,10	0,07	[2.329]
		$U_{R(M)}$	N	1,025	0,07	[2.11]
		$U_{R(M)}$	LN/N	1,00	0,07	[H.8] ⁽³⁾
Querkraft $V_{Rd,ct}$	DIN	$U_{R(V,ct)}$	LN	1,00	0,15	[2.32] ⁽²⁾
	DIN	$U_{R(V,ct)}$	LN	1,00	0,20	[2.36]
		$U_{R(V,ct)}$	LN	1,00	0,10–0,20	[2.78]
		$U_{R(V,ct)}$	LN	1,10	0,15	[2.101] ⁽²⁾
	DIN	$U_{R(V,ct)}$	LN/N	1,10	0,155	[H.8] ⁽³⁾
		$U_{R(V,ct)}$	LN/N	0,93	0,21	[2.195]
		$U_{R(V,ct)}$	LN/N	1,40	0,17	[2.211]
Querkraft $V_{Rd,sy}$	DIN	$U_{R(V,sy)}$	LN	1,10	0,10	[2.32] ⁽²⁾
	DIN	$U_{R(V,sy)}$	LN	1,10	0,10	[2.101] ⁽²⁾
	DIN	$U_{R(V,sy)}$	LN/N	1,10	0,155	[H.8] ⁽³⁾
		$U_{R(V,sy)}$	LN/N	1,00	0,19	[2.195]
		$U_{R(V,sy)}$	LN/N	1,20	0,155	[2.211]
Querkraft $V_{Rd,max}$	DIN	$U_{R(V,max)}$	LN	1,10	0,15	[2.32] ⁽²⁾
	DIN	$U_{R(V,max)}$	LN	1,10	0,15	[2.101] ⁽²⁾
	DIN	$U_{R(V,max)}$	LN/N	1,10	0,155	[H.8] ⁽³⁾
Querkraft V_{Rd} Einzellast Streckenlast	DIN	$U_{R(V,E)}$	LN	1,10	0,15	[2.32] ⁽²⁾
	DIN	$U_{R(V,udl)}$	LN	1,40	0,20–0,25	[2.32] ⁽²⁾
		$U_{R(V,E)}$	LN/N	1,10	0,01–0,15	[H.8] ⁽³⁾
		(TB)	LN/N	1,49	0,27	[2.166]
	DIN 08	(ETB)	LN/N	1,17	0,16	[2.166]
Sammlung weiterer Werte von [König-95]				0,88–1,78	0,11–0,38	[H.8]
Durchstanzen	DIN	$U_{R(v,ct)}$	LN/N	1,10	0,05–0,25	[H.8] ⁽³⁾

⁽¹⁾ DIN = DIN 1045-1 (2001) DIN 08 = DIN 1045-1 (2008)

⁽²⁾ beziehen sich auf [H.8]

⁽³⁾ Bandbreite der Variationskoeffizienten: Biegung (4,9%–25,8%), $V_{Rd,ct} = V_{Rd,sy} = V_{Rd,max}$ Einzellasten (9,2%–97,1%), $V_{Rd,ct} = V_{Rd,sy} = V_{Rd,max}$ Gleichlasten (12,6%–97,1%), Durchstanzen (7,1%–28,2%)

2.5 Sicherheitselemente und Grenzzustände

In jedem Nachweisformat werden in verschiedenen *Grenzzuständen* akzeptable und nichtakzeptable Größen für die eingehenden Größen definiert. Diese Grenzwerte orientieren sich unmittelbar an den Zielzuverlässigkeiten nach Abs. 2.1.5. Die Grenze zwischen einem noch zulässigen Wert, bei dem die Versagenswahrscheinlichkeit P_f noch akzeptiert wird und einem unzulässigen Wert, ab dem dies nicht mehr der Fall ist, wird numerisch durch die sog. *Grenzzustandsfunktion* $g(x)$ (engl. *Limit State Function*) abgebildet.

$$g(x_1, x_2, \dots, x_n) = R - E = 0 \quad (2-31)$$

$g(x_1, x_2, \dots, x_n)$ Grenzzustandsfunktion in Abhängigkeit der berücksichtigten Basisvariablen x_1 bis x_n (hier als Gerade wie z. B. in FORM)
 R Widerstand (resistance), z. B. Tragwiderstand auf Biegung
 E Beanspruchung (effect), z. B. einwirkendes Biegemoment

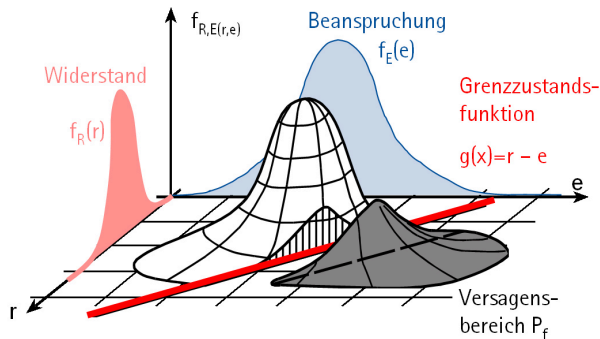


Bild 2-33: Grenzzustandsfunktion als Unterteilung des zuverlässigen und unzuverlässigen Bereiches mit schattiertem Versagensbereich

Im Bauwesen – und hier sei insbesondere auf den Hoch- und Ingenieurbau eingegangen – durchläuft ein Tragwerk im Laufe seiner Lebenszeit verschiedene Phasen, vgl. Bild 1-1. In der Phase 5 „Betrieb und Nutzung“ muss das Tragwerk und seine Komponenten zuverlässig die in Tabelle 2.17 aufgeführten Grenzzustände bewältigen.

Tabelle 2.17: Grenzzustände eines Tragwerkes

Grenzzustand der Dauerhaftigkeit	GZD	DLS	Durability Limit State
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	GZG	SLS	Serviceability Limit State
Grenzzustand der Tragfähigkeit	GZT	ULS	Ultimate Limit State
Grenzzustand der Ermüdung	GZE	FLS	Fatigue Limit State

In den Bemessungsvorschriften (z. B. DIN 1045-1 [R.3] und EC2 [R.20]) ist der Grenzzustand der Dauerhaftigkeit nicht explizit aufgeführt, sondern er wird durch entsprechende Regelungen der Expositionsklasse etc. implizit behandelt. Der Vollständigkeit halber soll er an dieser Stelle jedoch als eigenständiger Grenzzustand dargestellt werden, um die

rechnerische Behandlung der Dauerhaftigkeitsansätze innerhalb der Lebenszeit behandeln zu können. Ebenso wie der Grenzzustand der Ermüdung enthält der Grenzzustand der Dauerhaftigkeit eher Degradationsmechanismen wie die karbonatisierungsinduzierte Korrosion, die chloridinduzierte Korrosion und den Frostangriff, für die bereits mathematische Modelle vorliegen [R.40].

2.5.1 Sicherheitselemente der Bemessung

Bevor im Folgenden detailliert auf die Grenzzustände eingegangen wird, sind für das weitere Verständnis auch die formelmäßigen Zusammenhänge der Teilsicherheits- und Kombinationswerte wichtig, die üblicherweise bei der Bemessung von Bauteilen und Tragwerken angesetzt werden. Herleitungen finden sich zahlreich in der Fachliteratur, vgl. z. B. [2.131], [H.8], [H.9]. In den nachfolgenden Kapiteln wird noch auf diese Sicherheitselemente Bezug genommen.

2.5.1.1 Teilsicherheitsbeiwerte

Auf der Seite der Einwirkungen/Beanspruchungen E (effect) und der Widerstandsgrößen R (resistance) bestehen Teilsicherheitsbeiwerte. Diese entsprechen auf der Beanspruchungsseite dem Quotienten aus Bemessungswert und charakteristischem Wert und auf der Widerstandsseite dem reziproken Verhältnis. Sie sind abhängig von dem Variationskoeffizienten v der betrachteten Größe sowie den angesetzten probabilistischen Kenngrößen Zuverlässigkeitsindex β und Wichtungsfaktoren α_E bzw. α_R für den Bemessungswert bzw. einer definierten Quantile für den charakteristischen Wert. Die probabilistischen Kenngrößen werden i. d. R. für einen festgelegten Bezugszeitraum konstant gehalten ($\beta = 3,8$ für den Bezugszeitraum 50 Jahre; $\alpha_E = -0,7$; $\alpha_R = 0,8$). Dies gilt für Streuungsverhältnisse $0,16 < \sigma_E/\sigma_R < 7,60$, vgl. [H.9], [2.226], [2.274] und Bild 2-57 auf Seite 104.

Bei all diesen Darstellungen ist anzumerken, dass die angeführten probabilistischen Kenngrößen nicht normativ verbindlich geregelt sind, sondern dass sie lediglich in den informativen Anhängen der Regelwerke zu finden sind, vgl. [DIN 1055/100-01] [R.8] und [R.15]. Somit werden in den Normen auch keine Zuverlässigkeit oder Versagenswahrscheinlichkeit ausgewiesen, sondern lediglich Teilsicherheitsbeiwerte angegeben, die an dem bestehenden Sicherheits-/Zuverlässigkeitsniveau kalibriert sind. Somit sind dies semi-probabilistische Regelwerke, da zwar zuverlässigkeitstheoretisch nachvollziehbare, aber letztlich doch nur historisch bzw. empirisch begründete Sicherheitselemente vorliegen. Anderenfalls müsste nach einem voll-probabilistischen Sicherheitskonzept von deutlich anderen Zuverlässigkeiten oder auch Sicherheitselementen ausgegangen werden. Durch einfache Umrechnungen kann dies nachvollzogen werden: die vor 2001 im Betonbau in DIN 1045 (1988) berücksichtigten globalen Sicherheiten auf der Widerstandsseite lassen sich für Betonversagen mit $\gamma = 2,10$ nach Gl. (2-32) und Betonstahlversagen mit $\gamma = 1,75$ nach Gl. (2-33) aufschlüsseln. In der nachstehenden einfachen Darstellung wird von einem Eigengewichtsanteil von 50% an der Gesamtlast ausgegangen. Bei i. d. R. vorhandenem höherem Eigengewichtsanteil ist eine noch bessere Übereinstimmung vorhanden (Einwirkungsfaktor 1,40). Ursprünglich wurde nach DIN 1056 (1984) für den Betonstahl von $\gamma_s = 1,25$ ausgegangen, sodass für einen Einwirkungsfaktor 1,40 die bekannte globale Sicherheit 1,75 resultiert.

$$\gamma_{\text{global}} = 2,10 = 1,40 \cdot 1,50 \approx 2,14 = \left(\frac{1,35 + 1,50}{2} \cdot 1,50 \right) = \left(\frac{\gamma_{\text{G}} + \gamma_{\text{Q}}}{2} \cdot \gamma_{\text{c}} \right) \tag{2-32}$$

$$\gamma_{\text{global}} = 1,75 = 1,40 \cdot 1,25 \approx 1,64 = \left(\frac{1,35 + 1,50}{2} \cdot 1,15 \right) = \left(\frac{\gamma_{\text{G}} + \gamma_{\text{Q}}}{2} \cdot \gamma_{\text{s}} \right) \tag{2-33}$$

- γ_{global} globaler, empirisch begründeter Sicherheitsbeiwert
- γ_{G} Teilsicherheitsbeiwert der ständigen Einwirkungen
- γ_{Q} Teilsicherheitsbeiwert der veränderlichen Einwirkungen
- γ_{c} Teilsicherheitsbeiwert für den Beton
- γ_{s} Teilsicherheitsbeiwert für den Betonstahl

Die Bemessungswerte der veränderlichen Einwirkungen werden im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit dem einheitlichen Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{\text{Q}} = 1,50$ ermittelt. Hingegen weichen die in Tabelle 2.18 angegebenen und nachstehend beschriebenen probabilistisch begründeten Teilsicherheitsbeiwerte von diesem Wert teilweise deutlich ab, vgl. hierzu bspw. [2.267] und [2.131].

Tabelle 2.18: Teilsicherheitsbeiwerte für veränderliche Einwirkungen

	v	γ_{Q}
Normativ (allgemein)		1,50
Nutzlast	0,30	1,52
Schnee	0,25	2,44
Wind	0,16	1,92

Die auf den Mittelwert bezogenen Teilsicherheitsbeiwerte der normalverteilten ständigen Einwirkungen werden i. d. R. bei ungünstiger Wirkung (superior) nach Gl. (2-34) und bei günstiger Wirkung (inferior) nach Gl. (2-35) bestimmt. Bei Variationskoeffizienten der ständigen Einwirkungen $v_{\text{G}} > 0,1$ sollten die Teilsicherheitsbeiwerte der ständigen Einwirkungen jedoch auf den Quantilwert bezogen werden [2.131], [H.9]. Nachstehend werden diese ohne und mit Berücksichtigung eines Modellfaktors für das Einwirkungsmodell beschrieben.

$$\begin{aligned} \gamma_{\text{g,sup}} &= 1 - \alpha_{\text{E},1} \cdot \beta \cdot v_{\text{g}} &= 1 + 0,7 \cdot 3,8 \cdot 0,10 &= 1,27 \\ \gamma_{\text{G,sup}} &= 1 - \alpha_{\text{E},1} \cdot \beta \cdot v_{\text{G,sup}} &= 1 + 0,7 \cdot 3,8 \cdot 0,14 = 1,37 &\approx 1,35 \\ \gamma_{\text{Ed}} &= \gamma_{\text{G,sup}} / \gamma_{\text{g,sup}} &= 1,37 / 1,27 = 1,08 &\approx 1,10 \end{aligned} \tag{2-34}$$

$$\begin{aligned}
\gamma_{g,inf} &= 1 - \alpha_{R,i} \cdot \alpha_{R,1} \cdot \beta \cdot v_g = 1 - 0,4 \cdot 0,8 \cdot 3,8 \cdot 0,10 = 0,88 \\
\gamma_{Ed} &= 1 - \alpha_{E,i} \cdot \alpha_{E,1} \cdot \beta \cdot v_{Ed} = 1 + 0,4 \cdot 0,7 \cdot 3,8 \cdot 0,10 = 1,11 \approx 1,10 \\
\gamma_{g,inf} &= \gamma_{g,inf} \cdot \gamma_{Ed} = 0,88 \cdot 1,11 = 0,97 \approx 1,00
\end{aligned} \tag{2-35}$$

G_d	Bemessungswert der ständigen Einwirkung/Beanspruchung
G_k	charakteristischer Wert der ständigen Einwirkung/Beanspruchung
v_g	Variationskoeffizient der ständigen Einwirkungen (hier: 0,10)
v_{Ed}	Variationskoeffizient des Einwirkungsmodells (hier: 0,10)
$v_{G,sup}$	$v_{G,sup} = \sqrt{(v_g^2 + v_{Ed}^2)} \leq \sqrt{(0,10^2 + 0,10^2)} = 0,14$
$\alpha_{E,1}, \alpha_{R,1}$	Leitwert der Wichtungsfaktoren für Beanspruchung bzw. Widerstand
$\alpha_{E,i}, \alpha_{R,i}$	Begleitwert der Wichtungsfaktoren für Beanspruchung bzw. Widerstand
β	Zuverlässigkeitsindex
γ_g	Teilsicherheitsbeiwert aus Lastfaktor
γ_G	Teilsicherheitsbeiwert aus Last- und Modellfaktor
γ_{Ed}	Teilsicherheitsbeiwert für das Einwirkungsmodell

Die Teilsicherheitsbeiwerte der extremwertverteilten veränderlichen Einwirkungen werden mit Gl. (2-36) ermittelt. Zusätzlich ist ein Modellfaktor für das Einwirkungsmodell zu berücksichtigen, der oftmals vereinfachend zu 1,10 angesetzt wird, vgl. Gl. (2-34) und (2-35). Für Nutzlasten N wird die 95%-Quantile bezogen auf die Nutzungsdauer (Bezugszeitraum 50 Jahre) zu Grunde gelegt, für klimatische Einwirkungen (Schnee S, Wind W) hingegen die 98%-Quantile bezogen auf ein Jahr. Mit dem üblicherweise verwendeten Bezugszeitraum 50 Jahre werden damit die Teilsicherheitsbeiwerte der veränderlichen Einwirkungen bestimmt. Für andere Einwirkungen wie bspw. die Lastmodelle für Straßenbrücken liegen andere Quantilwerte vor, vgl. Abs. 4.4.3.

$$\gamma_q = \frac{Q_d}{Q_k} = \frac{1 - 0,7797 \cdot v_q \cdot \left(0,5772 + \ln \left[-\ln \left(\Phi(-\alpha_E \cdot \beta) \right) \right] \right)}{1 - 0,7797 \cdot v_q \cdot \left(0,5772 + \ln \left[-\ln(q) \right] \right)} \tag{2-36}$$

$$\begin{aligned}
\gamma_{q,N,50\text{Jahre}} &= 1,10 \cdot \frac{1 - 0,7797 \cdot v_{q,N,50} \cdot \left(0,5772 + \ln \left[-\ln \left(\Phi(0,7 \cdot 3,8) \right) \right] \right)}{1 - 0,7797 \cdot v_{q,N,50} \cdot \left(0,5772 + \ln \left[-\ln(0,95) \right] \right)} \\
&= 1,10 \cdot \frac{1 + 3,87 \cdot v_{q,N,50}}{1 + 1,87 \cdot v_{q,N,50}}
\end{aligned} \tag{2-37}$$

$$\begin{aligned}
 \gamma_{0,SW,50 \text{ Jahre}} &= 1,10 \cdot \frac{1 - 0,7797 \cdot v_{0,SW,50} \cdot \left(0,5772 + \ln \left[-\ln \left(\Phi(0,7 \cdot 3,8) \right) \right] \right)}{1 - 0,7797 \cdot v_{0,SW,50} \cdot \left(0,5772 + \ln \left[-\ln \left(0,98^{50} \right) \right] \right)} \\
 &= 1,10 \cdot \frac{1 + 3,87 \cdot v_{0,SW,50}}{1 - 0,45 \cdot v_{0,SW,50}}
 \end{aligned} \quad (2-38)$$

Die Teilsicherheitsbeiwerte der logarithmisch-normalverteilten Widerstandsgrößen werden mit Gl. (2-39) bestimmt. Als charakteristischer Wert wird die $p = 5\%$ -Quantile angesetzt. In den Variationskoeffizienten v_R auf der Widerstandsseite gehen die Anteile nach Gl. (2-40) ein.

$$\begin{aligned}
 \gamma_R &= \frac{R_k}{R_d} = \exp \left[\left(\alpha_R \cdot \beta - \Phi^{-1}(p) \right) \cdot v_R \right] \\
 &= \exp \left[\left(0,8 \cdot 3,8 + \Phi^{-1}(0,05) \right) \cdot v_R \right] \\
 &= \exp \left[\left(0,8 \cdot 3,8 - 1,645 \right) \cdot v_R \right] = \exp \left[1,395 \cdot v_R \right]
 \end{aligned} \quad (2-39)$$

$$v_R = \sqrt{v_m^2 + v_{St}^2 + v_a^2 + v_\eta^2} \quad (2-40)$$

v_R	Variationskoeffizient für den gesamten Bauteilwiderstand
v_m	Variationskoeffizient der Festigkeit ($\approx 0,07 - 0,15$)
v_{St}	Variationskoeffizient des Widerstandsmodells ($\approx 0,10 - 0,25$), vgl. Tabelle 2.16
v_a	Variationskoeffizient der Geometrie ($\approx 0,05$)
v_η	Variationskoeffizient der Übertragung (Baustelle/Labor) bzw. Faktor $1/0,85$

Die Modellunsicherheiten der Widerstandsmodelle sind mit ihren Werten zwischen 10% bis 25% entscheidend für den Teilsicherheitsbeiwert.

Die Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite können in Abhängigkeit des Variationskoeffizienten bei festen Wichtungsfaktoren und dem Zuverlässigkeitsindex $\beta = 3,8$ für den Bezugszeitraum 50 Jahre berechnet und dargestellt werden. In Bild 2-34 sind die Teilsicherheitsbeiwerte grafisch aufgetragen. In dieser Darstellung sind die in den Regelwerken DIN 1055-100 [R.8], EN 1990 [R.15] rechnerisch zu Grunde gelegten Variationskoeffizienten angegeben. Diese entsprechen nicht immer den versuchstechnisch ermittelten Werten. Insbesondere die großen Abweichungen bei den klimatischen Einwirkungen werden über modifizierte Kombinationswerte berücksichtigt.

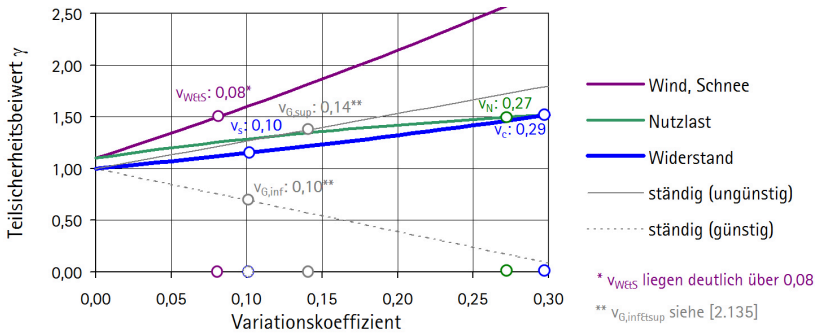


Bild 2-34: Teilsicherheitsbeiwerte in Abhängigkeit ihrer Variationskoeffizienten v mit festen probabilistischen Kenngrößen ($\beta = 3,8$ für $N = 50$ Jahre, $\alpha_E = -0,7$, $\alpha_R = 0,8$)

Bisher lagen den Auswertungen die bereits in der sog. *GruSiBau* [R.76] angegeben festen Wichtungsfaktoren α_E und α_R zu Grunde. Diese können jedoch auch gemeinsam mit dem Zuverlässigkeitsindex β aus einer probabilistischen Rechnung entnommen und angesetzt werden. Dies kann zu deutlich unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerten führen, vgl. z. B. [H.8], [2.101] und Bild 2-35. Ebenso hat auch der angesetzte Bezugszeitraum N einen wesentlichen Einfluss auf das Ergebnis. Dies könnte theoretisch bei Bauwerken mit geringeren Bezugszeiträumen = Lebensdauern (z. B. Windenergieanlagen) oder Restnutzungsdauern (Bestandsbauwerke) berücksichtigt werden. Teilweise sind dazu bereits erste Ansätze vorhanden, vgl. Level 4 in Abs. 2.3.2.3 auf Seite 48.

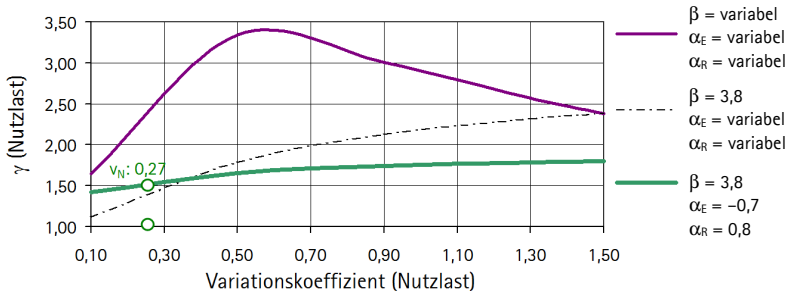


Bild 2-35: Teilsicherheitsbeiwert der Nutzlast Q_N in Abhängigkeit des Variationskoeffizienten v_{QN} mit z. T. veränderlichen probabilistischen Kenngrößen aus der Berechnung, siehe [H.8]

Der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_s = 1,15$ gilt für einen Variationskoeffizienten der Streckgrenze des Betonstahls von $v_s = 0,10$, vgl. Bild 2-34. Der Teilsicherheitsbeiwert für Beton wird in DIN 1045-1 [R.3] für Betonfestigkeiten bis C50/60 mit $\gamma_c = 1,50$ angegeben. Bei Fertigteilen mit einer werkmäßigen und ständig überwachten Herstellung darf dieser Beiwert auf $\gamma_{c,FT} = 1,35$ verringert werden. Durch die Festlegung des Variationskoeffizienten $v_R \approx 0,29$ bzw. $v_{R,FT} \approx 0,22$ nach Gl. (2-40) werden i. d. R. die ungünstigen Streuungen aller Einflussgrößen einschließlich der Modellunsicherheiten erfasst.

2.5.1.2 Kombinationswerte

Mehrere veränderliche Einwirkungen werden bei gleichzeitigem Auftreten zu einer kombinierten Beanspruchung zusammengefasst. Die hierfür von [2.310] vorgeschlagene Vorgehensweise findet sich in zahlreichen Weiterentwicklungen zur Bestimmung von Kombinationsbeiwerten wieder.

Borges-Castanheta [2.83] hat auf Grundlage der *Turkstra*-Regel die sog. *design-value-method* entwickelt. Nach dieser Methode werden derzeit die normativ festgelegten Kombinationswerte bestimmt. In [2.131] und [H.9] wird die Herleitung der Kombinationswerte beschrieben und weiterführende Literatur genannt. Danach kann der Kombinationswert $\psi_{0,i}$ mit Gleichung (2-41) berechnet werden.

$$\psi_{0,i} = \frac{F_{0_{\max}}^{-1}(\Phi(0,4 \cdot \beta_c))^{N_i}}{F_{0_{\max}}^{-1}(\Phi(\beta_c))^{N_i}} = \frac{F_{0_{\max}}^{-1}(\exp(-N_i \cdot \Phi(0,4 \cdot \beta_c)))}{F_{0_{\max}}^{-1}(\Phi(0,7 \cdot \beta))} \quad (2-41)$$

- $\psi_{0,i}$ Kombinationswert der i-ten Einwirkung
 $F_{0_{\max}}^{-1}$ inverse Verteilungsfunktion der Gumbelverteilung nach Gl. (2-42)
 $v_{0,T}$ Variationskoeffizient der veränderlichen Einwirkung im Bezugszeitraumes T
 Φ Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung
 β_c zugeordneter Zuverlässigkeitsindex nach Gl. (2-43)
 N_1 Anzahl der Grundzeitintervalle τ_1 innerhalb des Bezugszeitraumes T (Bild 2-36)

$$F_{0_{\max}}^{-1}(x) = 1 - 0,7797 \cdot v_{0,T} \cdot (0,5772 + \ln(-\ln(x))) \quad (2-42)$$

$$\beta_c = -\Phi^{-1}\left[\frac{\Phi(\alpha_E \cdot \beta)}{N_1}\right] \quad \text{und} \quad N_1 = \frac{T}{\tau_1} \quad (2-43)$$

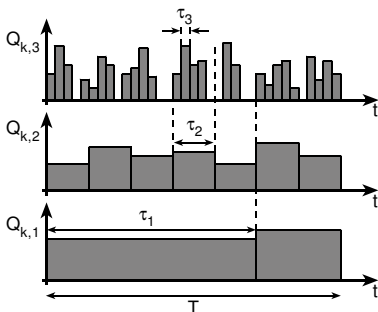


Bild 2-36: Lastwechsel im Bezugszeitraum T (*Borges-Castanheta*) aus [H.9]

Die Kombinationsbeiwerte können für die unterschiedlichen Grundzeitintervalle τ der Einwirkungen mit Gl. (2-41) ermittelt werden. Eine Zusammenstellung der Kombinationsbeiwerte ψ_0 für unterschiedliche Konstellationen der zu überlagernden Einwirkungen ist in [2.131] und [H.9] enthalten.

Für Büroräume sind diese Kombinationswerte mit Bild 2-37 und für Straßenbrücken mit Bild 2-38 veranschaulicht, vgl. auch [2.288], [2.22] und [6.38].

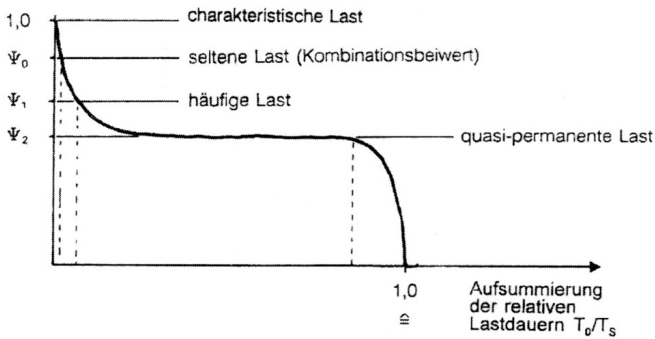


Bild 2-37: Relative Belastungsdauern und Abminderungsfaktoren gegenüber der charakteristischen Einwirkung in Büroräumen aus [2.22]

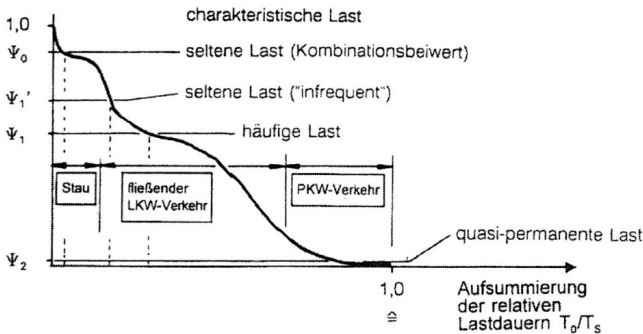


Bild 2-38: Relative Belastungsdauern und Abminderungsfaktoren gegenüber der charakteristischen Einwirkung auf Straßenbrücken aus [2.22]

Die Größen der Kombinationswerte richten sich nach der definierten Überschreitungshäufigkeit. Der charakteristische Wert der veränderlichen Einwirkungen ist wie oben beschrieben entweder die 95%- oder die 98%-Quantile. Für die Kombinationswerte ψ_i bestehen verschiedene Ansätze. Der quasi-ständige Wert wird als zeitliches Mittel angesehen. Der häufige Wert kann nach [2.288] zwischen 300 bis 2.000 Mal jährlich oder mit einer Auftretswahrscheinlichkeit von ca. 10% des Gesamtzeitraumes erreicht werden, vgl. auch [2.276] und [2.277].

2.5.2 Grenzzustände

In jedem der in Tabelle 2.17 genannten Grenzzustände gilt die Grundgleichung (2-31). Alle Grenzzustände sind ihrer Natur nach zeitvariant. Zur Vereinfachung werden jedoch die Nachweise im SLS und ULS i. d. R. zu diskreten Zeitpunkten behandelt. So wird im Stahlbetonbau üblicherweise der erforderliche Betonstahlquerschnitt zu einem diskreten Zeitpunkt ermittelt. Dabei werden vorhandene Widerstandsgrößen im Neubau oder Bestandsbau (→ Abs. 2.8.4) berücksichtigt. Letztlich ist jedoch auch der ULS zeitvariant, da z. B. Korrosionsprozesse die Tragfähigkeit kontinuierlich mindern können. In Bild 2-39 werden die verschiedenen Grenzzustände dem zeitlichen Ablauf eines Tragwerks zugeordnet. Ähnliche Darstellungen für den Korrosionsfortschritt in einem Stahlbetonbauteil – jedoch ohne Angabe der Grenzzustände – finden sich als bilineare Beziehung in [2.311] und in modifizierter Form in [1.3] und [2.200]. Durch diese Prinzipskizze wird ersichtlich, dass sich starke Überlappungen der Grenzzustände ergeben können. Insofern sind abgestimmte Inspektionsintervalle [R.21] oder eine Festlegung diskreter Zeitpunkte im Rahmen einer kontinuierlichen, über mehrere Grenzzustände verlaufenden Degradationsbeschreibung schwierig. In der Praxis liegen mit dem *Model Code for Service Life Design* [2.87] analytische Beschreibungen auf probabilistischer Ebene für die Initialisierungsphase im DLS vor, vgl. auch [2.116] und [R.40]. Eine Fortführung dieser Ansätze mit Beschreibung der tragfähigkeitsbeeinflussenden Schädigungen wird auch gegenwärtig noch erforscht, vgl. z. B. [1.4].

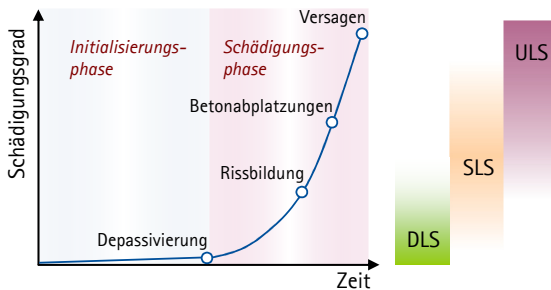


Bild 2-39: Schädigungsverlauf bei Bewehrungskorrosion mit Angabe der Grenzzustände im zeitlichen Verlauf eines Stahlbetonbauteils in grober Anlehnung an [2.311] und [1.3] (siehe auch [2.32], [2.200])

Für semi- und vollprobabilistische Berechnungen werden Grenzzustände betrachtet, d. h. punktuelle Überprüfungen des Abstandes zwischen Beanspruchung E (Effect) bzw. S (Stress) und Beanspruchbarkeit R (Resistance). Diese werden im Fall der semi-probabilistischen Analyse durch normativ geregelte Nachweisgleichungen für das Tragwerksversagen (ULS) oder für die Gebrauchstauglichkeitsanforderungen (SLS) abgebildet. Zudem bestehen Modelle, mit denen Dauerhaftigkeitsanforderungen wie Karbonatisierungstiefe, Chlorideindringtiefe und Frost-Tauwechsel in der Initialisierungsphase (siehe Bild 2-40) abgebildet werden können.

Bevor in Stahlbetonquerschnitten eine Schädigung z. B. infolge Bewehrungskorrosion auftreten kann, sind mehrere Prozesse erforderlich. Daher werden in [2.87], [2.115] und [1.3] eine Initialisierungs- und eine Fortpflanzungsphase unterschieden. Auf internationaler Ebene wurden innerhalb des Projektes *LifeCon* [2.182], [2.264] weitere Beziehungen entwickelt, in denen auch der Korrosionsfortschritt berücksichtigt wird. Zunächst gehen

Dauerhaftigkeitsanforderungen wie die Bewehrungspassivierung verloren ehe der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) mit Rissbildung und Risswachstum durchlaufen werden. Im daran anschließenden Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) führt die Reduktion der Bewehrungsfläche und der Verlust des Verbundes letztlich zum Versagen des Bauteils und ggf. der Konstruktion. Dies lässt sich auch in Form eines in Bild 2-40 dargestellten Fehlerbaums visualisieren.

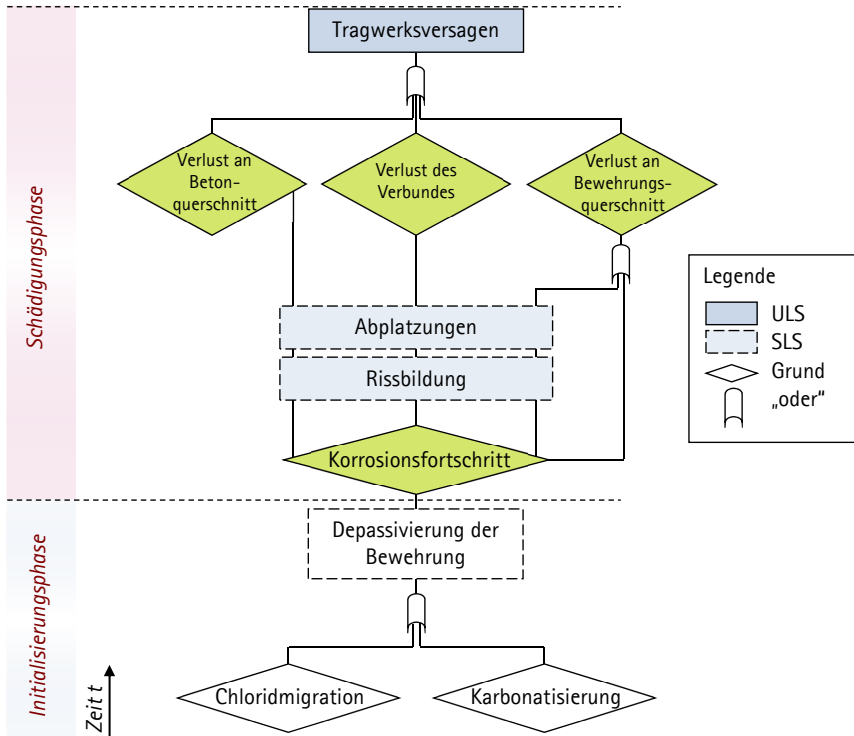


Bild 2-40: Fehlerbaum für die Bewehrungskorrosion eines Stahlbetonbauteils nach [1.3]

2.5.2.1 Grenzzustände der Dauerhaftigkeit (DLS)

Innerhalb der Lebenszyklusanalysen werden insbesondere die Gebrauchstauglichkeits- und Dauerhaftigkeitskriterien berücksichtigt. Dies sind jedoch keine Grenzzustände, die bei Nichteinhaltung unmittelbar zum Tragwerksversagen führen würden. Vielmehr werden durch diese „Quasi-Grenzzustände“ Wahrscheinlichkeiten für die Chloridmigration oder den Fortschritt einer Karbonatisierungsfront definiert, die nachfolgend beschrieben werden sollen.

Karbonatisierung

In der Initialisierungsphase wird die Karbonatisierungstiefe $x_k(t)$ in einem allgemeinen Format zeitabhängig mit Gl. (2-44) beschrieben, vgl. [2.344]. Der Karbonatisierungsfortschritt wurde in zahlreichen Arbeiten der letzten Jahre eingehend behandelt, z. B. [2.64], [2.182], [2.87], [1.3]. Dabei orientieren sich die Mehrzahl der Modelle für den ungerissenen Beton an *Schießl* [2.273] und basieren auf dem ersten *Fick'schen* Diffusionsgesetz. Im Gegensatz zu zahlreichen nationalen und internationalen Veröffentlichungen wird hier für die Karbonatisierung der Index „k“ statt „c“ eingeführt, um die Gleichungen von der noch folgenden Chloridmigration zu unterscheiden.

$$x_k(t) = \sqrt{K \cdot t} \quad (2-44)$$

$x_k(t)$	Karbonatisierungstiefe [cm]
K	Karbonatisierungsfaktor [cm/a]
t	Zeit [a]

Der Karbonatisierungsfaktor K wird in verschiedenen Literaturstellen mit Gl. (2-45) angegeben, vgl. [2.344]. Eine alternative Möglichkeit, den Karbonatisierungsfaktor zu bestimmen, besteht in der Umstellung von Gl. (2-44) und Messung der Karbonatisierungstiefe $x_k(t)$ für ein Betonbauteil mit dem bekannten Alter t , vgl. Gl. (2-46). In diesem Fall werden die Karbonatisierungstiefen für verschiedene Bauteile und Messorte als Mittelwerte oder 95%-Quantilwerte angegeben.

$$K = \frac{2 \cdot D_b \cdot c}{a} \quad (2-45)$$

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

$$K = \frac{x_k(t)}{t} \quad (2-46)$$

Eine formell aufgeschlüsselte Berechnung der Karbonatisierungstiefe ist in Gl. (2-47) enthalten [1.3]. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, dass die eingehenden Parameter nur ungenau bestimmt werden können.

$$x_k(t) = \sqrt{2 \cdot k_e \cdot k_c \cdot (k_t \cdot R_{ACC,0}^{-1} + \epsilon_t) \cdot C_s \cdot \sqrt{t} \cdot W(t)} \quad (2-47)$$

$x_k(t)$	Karbonatisierungstiefe
k_e	Umgebungsfunktion
k_c	Transferparameter
k_t	Regressionsparameter (Testverfahren)

$R_{ACC,0}^{-1}$	inverser effektiver Karbonatisierungswiderstand
ε_t	Fehlerterm
C_s	CO ₂ -Konzentration der Umgebung
$W(t)$	Wetterfunktion
t	Zeit

Als Grenzzustandsfunktion wird die vorhandene Betondeckung mit dem Karbonatisierungsfortschritt nach Gl. (2-44) in Bezug gebracht. Diese Gegenüberstellung der Betondeckung ist nach [2.344] nur für das Schadensniveau mit der Dauerhaftigkeitsbewertung $D = 3$ nach der S/V/D-Klassifizierung richtig (vgl. Abs. 2.2.4 und [R.80]).

$$g_K(t) = d - x_K(t) \quad (2-48)$$

$g_K(t)$	Grenzzustandsfunktion der Karbonatisierung in Abhängigkeit der Zeit
d	Betondeckung [cm]
$x_K(t)$	Karbonatisierungstiefe [cm]

Chloridmigration

Für die Chloridmigration bestehen empirische und physikalisch-chemische Schädigungsmodelle. Analog zur Karbonatisierung wird auch bei Chloridmigration eine definierte zeitabhängige Chloridkonzentration an der Bewehrung als Grenzzustand angesetzt. Die zugehörige Grenzzustandsgleichung wird mit Gl. (2-49) beschrieben.

$$g_C(t) = d - x_C \quad (2-49)$$

$g_C(t)$	Grenzzustandsfunktion der Chloridmigration in Abhängigkeit der Zeit
d	Betondeckung [cm]
x_C	Eindringtiefe für eine bestimmte Chloridkonzentration [cm]

Die Chlorideindringtiefe kann nach [2.224] und [2.210] mit Gl. (2-50) bestimmt werden.

$$x_C = \sqrt{D_W \cdot a_C \cdot t} \quad (2-50)$$

x_C	Eindringtiefe für eine bestimmte Chloridkonzentration [cm]
D_W	Chloridwanderungskoeffizient im Beaufschlagungszeitraum [cm ² /a]
a_C	Anteil der Dauer der Chloridbeaufschlagung am Bauteilalter [-]
t	Dauer der Chloridbeaufschlagung [a]

In einem physikalisch-chemischen Ansatz wird das Schädigungsmodell basierend auf dem zweiten *Fick'schen* Diffusionsgesetz beschrieben, vgl. Gl. (2-51) und [2.116], [2.64]. Daraus wird der tiefen- und zeitabhängige Chloridgehalt $C(x,t)$ nach Gl. (2-52) abgeleitet, vgl. [2.182], [1.3] und [2.90]. Eingangswerte für eine Berechnung sind z. B. in [2.64] zu finden.

$$x_c = 2 \cdot \sqrt{k_e \cdot k_c \cdot D_{W,0} \cdot t_0^n \cdot t^{1-n}} \cdot \operatorname{erf}^{-1} \left(1 - \frac{C_{\text{krit}}}{C_s} \right) \quad (2-51)$$

C_{krit}	kritische Chloridkonzentration in [M.-%/z] (bezogen auf den Zementgehalt im Massenanteil)
C_s	Chloridkonzentration an der Betonoberfläche zum Zeitpunkt t [M.-%/z]
$D_{W,0}$	Chloriddiffusionskoeffizient von wassergesättigtem Beton zum Referenzzeitpunkt t_0 [mm ² /a]
k_e	Korrekturparameter für $D_{W,0}$ zur Berücksichtigung der Umgebungstemperatur
k_c	Korrekturparameter zur Berücksichtigung der Nachbehandlungsmethode [-]
n	Altersexponent zur Berücksichtigung der Zeitabhängigkeit [-]
t_0	Referenzzeitpunkt [a]
$\operatorname{erf}(\dots)$	Fehlerfunktion

$$C(x, t) = C_0 + (C_{S, \Delta x} - C_0) \cdot \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x - \Delta x}{2 \cdot \sqrt{k_e \cdot D_{RCM,0} \cdot k_t \cdot \left[\frac{t_0}{t} \right]^{a_{ge}}}} \cdot t \right) \right] \quad (2-52)$$

$C(x, t)$	Chloridgehalt in der Tiefe x zur Zeit t
C_0	Anfangs-Chloridgehalt des Betons
$C_{S, \Delta x}$	Oberflächen-Chloridgehalt in der Tiefe Δx
x	Tiefe des zugehörigen Chloridgehalts $C(x, t)$
Δx	Schichtdicke der Konvektionszone
k_e	Faktor zur Berücksichtigung des Temperatureinflusses $D_{RCM,0}$
$D_{RCM,0}$	schneller Chloridmigrationskoeffizient
k_t	Transferparameter (Testverfahren)
t_0	Referenzzeitraum ($t_0 = 28\text{d}$)
a_{ge}	Alterungsexponent

Als untere Grenze des korrosionsauslösenden Chloridgehalts werden 0,2 M.-%/z angegeben [2.35]. Bei steigendem kritischen Chloridgehalt nimmt auch die Korrosionswahrscheinlichkeit zu, siehe Bild 2-41. In dieser Darstellung sind auch die zulässigen Chloridgehalte nach EN 206-1 (2001) enthalten und mit der Dauerhaftigkeitsbewertung nach [R.80] gekoppelt.

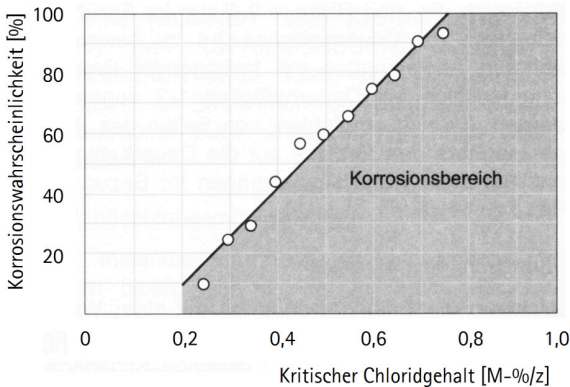


Bild 2-41: Wahrscheinlichkeit von Bewehrungskorrosion in Abhängigkeit des kritischen Chloridgehalts nach [2.35] aus [2.344]

Korrosion

Nach der Initialisierungsphase folgt die Schädigungsphase, vgl. Bild 2-39. Die Bewehrungskorrosion beginnt erst dann, falls die Stahloberfläche depassiviert ist und Sauerstoff sowie Feuchtigkeit vorhanden sind. Daher hat die Karbonatisierung einen sehr großen Einfluss auf die Bewehrungskorrosion. Durch die Bewehrungskorrosion kommt es zu Querschnittsschwächungen des Betonstahls und aufgrund des deutlich erhöhten Volumens der Korrosionsprodukte zu Rissbildungen und Abplatzungen der Betondeckung. Ein gleichmäßiger Korrosionsabtrag (Mikrozellenkorrosion) entsteht zumeist infolge der Karbonatisierung. Eine Lochfraßkorrosion (Makrozellenkorrosion) hingegen wird häufig durch Chloride verursacht. Bei zunehmender Feuchtigkeit (und vorausgesetzter Depassivierung) nimmt die Korrosionsgeschwindigkeit zu. Erst bei wassergesättigtem Beton verlangsamt sie sich aufgrund des Sauerstoffmangels stark.

Die Restquerschnittsfläche eines korrodierten Bewehrungsstabes hängt von der Korrosionsart, also einer gleichmäßigen oder lochförmigen Korrosion, ab. In [3.186] werden zahlreiche Korrosions-Degradationsmodelle beschrieben. Auch in [2.199] und [2.344] sind aktuelle Angaben enthalten. Zudem ist derzeit die DFG-Forscherguppe 537 „Modellieren von Bewehrungskorrosion“ in diesem Bereich aktiv (siehe z. B. [2.200]). Zu den bislang am häufigsten angewendeten Modellen zählen jene nach *Andrade & Alonso et al.* [2.4] bis [2.6] für gleichmäßige und lochförmige Korrosion sowie nach *Val & Melchers* [2.314] für lochförmige Korrosion. Ausgehend von einer Initialisierungsphase kann eine Ausbreitung der Bewehrungskorrosion im Beton nach *Andrade* [2.5] mit Gl. (2-53) beschrieben werden.

$$x_{\text{corr}}(t) = \int_{t_{\text{ini}}}^t v_{\text{corr}}(t) dt \quad (2-53)$$

$x_{\text{corr}}(t)$ Verlust an Stahlradius
 $v_{\text{corr}}(t)$ Degradationsrate in radialer Richtung

Der Beginn der Ausbreitungsphase t_{ini} ist gleichbedeutend mit dem Ende der Initialisierungsphase. Die Degradationsrate $v_{corr}(t)$ beschreibt den jährlichen Abtrag des Stahldurchmessers und ist abhängig von den Eingangsvariablen Alter, Betonqualität, klimatische Einflüsse, Temperatur und relative Luftfeuchte.

Wird der Schädigungsverlauf mit einem zeitlich linearen Korrosionsabtrag beschrieben, kann die Grenzzustandsfunktion nach Gl. (2-54) aufgestellt werden.

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

(2-54)

- $g_{BK}(t)$

Grenzzustandsfunktion der Bewehrungskorrosion in Abhängigkeit der Zeit
- Δs_{zul}

zulässiger Korrosionsabtrag [μm]
- Δs

absoluter Korrosionsabtrag [μm]

Der zulässige Korrosionsabtrag ist nur indirekt zu beziffern. In [2.225] werden Beispielschäden mit Zuordnung der **S**tandsicherheits-, **V**erkehrssicherheit- und **D**auerhaftigkeitsbewertung angegeben, vgl. Tabelle 2.19 und Abs. 3.4.1.

Tabelle 2.19: Beispielschäden mit zugeordneten Querschnittsschwächungen nach [2.225]

Beispielschaden	Bewertung [S/V/D]	zugeordnete Querschnitts- schwächung	Zugeordnete Abrostung
Bewehrung liegt im karbonatisierten Bereich, ist korrodiert	1/0/3	0,5 %	25 μm
freiliegende Tragbewehrung mit korrodiertter Bewehrung, einsetzende Querschnittsminderung	2/0/3	2 %	100 μm
stark korrodierte Bewehrung, fortgeschrittene Querschnittsminderung	3/0/3	10 %	500 μm
stark korrodierte Bewehrung, teilweiser Ausfall der Tragbewehrung	4/0/4	20 %	1.000 μm

Der Korrosionsabtrag Δs kann generell mit Gl. (2-55) beschrieben werden. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, dass die Verbundtragfähigkeit schneller durch Korrosion herabgesetzt wird, als die Querschnitttragfähigkeit infolge Querschnittsverlust [3.47].

$$\Delta s = r_{BS} \cdot t$$

(2-55)

- r_{BS}

jährlicher Korrosionsabtrag des Bewehrungsstahls [μm]
- t

Zeit nach Depassivierung des Bewehrungsstahls [a]

Der jährliche Korrosionsabtrag (Abrostungsrate) wird in [2.210] in Abhängigkeit der Betondeckung, der Chloridkonzentration und der Karbonatisierung angegeben. Auch in *DuraCrete* [2.63] werden Korrosionsraten genannt und mit den Expositionsklassen in DIN 1045-1 verknüpft, vgl. Tabelle 2.20. Dabei ist die höhere Korrosionsgeschwindigkeit

bei chloridinduzierter Korrosion gegenüber karbonatisierungsinduzierter Korrosion deutlich erkennbar. Die Abtragsraten werden mit Weibull-Verteilungen sowohl für karbonatisierungs- als auch chloridinduzierte Korrosion modelliert [2.63], [2.344].

Für die Korrosionsphase bieten die Arbeiten innerhalb der DFG-Forschergruppe 537 [2.200] mit Gl. (2-56) eine analytische Beschreibung für den Fall der gleichmäßigen Korrosion an. *Otieno et al.* [2.215] beschreibt acht empirische und zehn mathematische Vorhersagemodelle für Korrosionsraten, auf die an dieser Stelle jedoch nicht im Detail eingegangen werden soll.

$$\Delta r_{\text{corr}} = -\frac{d_i}{2} + \sqrt{\left(\frac{d_i}{2}\right)^2 - \frac{1}{4} \cdot \left[d_i^2 - (d_i - 2 \cdot x_{\text{corr}})^2 - \lambda \cdot d_i^2 \cdot \left(1 - \left(1 - \frac{2 \cdot x_{\text{corr}}}{d_i} \right)^2 \right) \right]} \quad (2-56)$$

- Δr_{corr} Zunahme des Durchmessers durch Korrosionsprodukte infolge Korrosion [mm]
 d_i ursprünglicher Durchmesser des Bewehrungsstahl [mm]
 x_{corr} Verlust an Stahlradius (Abtragstiefe) [mm]
 λ Volumenrate, Verhältnis Korrosionsprodukte zum unkorrodierten Stahl
bzw. auch beschrieben als Verhältnis der Rohdichten $\rho_{\text{Rost}}/\rho_{\text{Stahl}}$ (= 2 bis 4)

Tabelle 2.20: Abtragsraten i_{corr} der Bewehrungskorrosion nach *DuraCrete* [2.63]

Expositionsklasse		Korrosionsgeschwindigkeit [µm/Jahr]	
		Mittelwert	Standardabweichung
Korrosion infolge Karbonatisierung			
XC1	trocken	0	
XC2	nass, selten trocken	4	3
XC3	mäßige Feuchte (unbewittert)	2	1
XC4	wechselnd nass und trocken	5	3
Chloridinduzierte Korrosion			
XD1	nass, selten trocken	4	3
XD2	wechselnd nass und trocken	30	20
XS1	salzhaltige Luft	30	20
XS2	ständig unter Wasser	Korrosion ist nicht zu erwarten, außer bei schlechtem Beton und/oder ungenügender Überdeckung	
XS3	Tidebereich	70	40

Ausgehend von den o. g. Beschreibungen der Karbonatisierung, Chloridmigration und Korrosion werden in *DuraCrete* [2.64] Zeitabschnitte für diese drei Phasen sowie für die Rissaufweitung und die Betonabplatzung angegeben. Damit kann der Zeitpunkt berechnet werden, wann der Bemessungswert die Karbonatisierungsfront Gl. (2-56), eine kritische Chloridkonzentration Gl. (2-58), eine zur Betonabplatzung führende Rissaufweitung Gl. (2-59) oder ein Restquerschnitt der Bewehrung Gl. (2-60) erreicht ist, ab dem das Tragwerk versagt. Die Eingangswerte werden in Abs. 8.4 auf Seite 292 beschrieben.

$$t_i^d = \left(\frac{(x^c - \Delta x)^2 \cdot R_{0,ca}^c}{2 \cdot c_{s,ca}^c \cdot k_{e,ca}^c \cdot k_{c,ca}^c \cdot t_0^{2n_{ca}^c} \cdot \gamma_{R_{ca}}} \right)^{\frac{1}{1-2n_{ca}^c}} \quad (2-57)$$

$$t_i^d = \left[\left(\frac{2}{(x^c - \Delta x)} \cdot \operatorname{erf}^{-1} \left(1 - \frac{c_{cr}^c}{\gamma_{c_{cr}}} \cdot \frac{1}{A_{c_{cr}}^c \cdot \frac{w}{z} \cdot \gamma_{c_{cl}}} \right) \right)^{-2} \cdot \frac{R_{0,cl}^c}{k_{e,cl}^c \cdot k_{c,cl}^c \cdot t_0^{n_{cl}^c} \cdot \gamma_{R_{cl}}} \right]^{\frac{1}{1-n_{cl}^c}} \quad (2-58)$$

$$t_{sp}^d = \frac{\frac{w_{cr} - w_0}{b^c \cdot \gamma_b} + a_1 + a_2 \cdot \frac{x^c - \Delta x}{d_i} \cdot a_3 \cdot \frac{f_{c,sp}^c}{\gamma_c}}{V^c \cdot \gamma_V \cdot w_t} + t_i^d \quad (2-59)$$

$$t_{ult} = \frac{d_{min}}{0,0166 \cdot i_{corr} \cdot \alpha} + t_i \quad (2-60)$$

2.5.2.2 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

Zu den Gebrauchstauglichkeitsanforderungen gehören materialspezifische Spannungsbegrenzungen, Verformungsbegrenzungen und nicht zuletzt die Begrenzung der Rissbreiten. Entsprechende Formulierungen sind bspw. in den Erläuterungen zur DIN 1045-1 zu finden [2.51] [2.52].

Alle Nachweise werden auf Gebrauchslastniveau geführt, d. h. mit einer real auftretenden, messbaren Beanspruchung. In DIN 1055-100 [R.8] werden dafür drei Gebrauchslastniveaus beschrieben: die *quasi-ständige*, die *häufige* und die *seltene* Einwirkungskombination, vgl. Bild 2-37 auf Seite 66. Dafür werden repräsentative Werte mit den Beiwerten $\psi_{0,i}$ bis $\psi_{2,i}$ gebildet. Im Brückenbau liegt mit der *nicht-häufigen* eine weitere Einwirkungskombination vor, vgl. Bild 2-38.

Die Bauteilwiderstände werden i. d. R. mit ihren Quantilwerten berücksichtigt, ohne diese weiter durch Teilsicherheitsbeiwerte abzumindern.

Der Ansatz dieser real existierenden Beanspruchungen und Widerstände erlaubt Aussagen zu vorhandenen messbaren Dehnungen (Spannungen), Verformungen und Rissbildungen. Diese Nachweise im SLS werden nur für Lebensdaueranalysen herangezogen, falls sie die Dauerhaftigkeit beeinträchtigen (z. B. Rissbildung). Daher wird an dieser Stelle nicht weiter auf diesen Grenzzustand eingegangen.

2.5.2.3 Grenzzustände der Tragfähigkeit (ULS)

Der Grenzzustand der Tragfähigkeit entspricht einem Tragwerksversagen, also einem Bruchzustand. Um diesen zu vermeiden, wird ein deutlich höheres Beanspruchungsniveau als im SLS bestimmt, indem die Beanspruchungen um den Teilsicherheitsbeiwert der entsprechenden Einwirkung erhöht und damit zu Bemessungswerten im ULS werden. In den normativen semi-probabilistischen Nachweisen gehen Quantilwerte und zugehörige Sicherheitselemente (Teilsicherheitsbeiwerte, Kombinationswerte) der berücksichtigten Größen in die Gleichungen für Tragwerksversagen ein. In voll-probabilistischen Ansätzen werden die Basisvariablen mit ihren statistischen Kennwerten (i. d. R. Mittelwert und Standardabweichung für einen Verteilungstyp) berücksichtigt. Die Grenzzustandsbedingungen in voll-probabilistischen Ansätzen bilden die normativen Nachweisgleichungen somit in modifizierter Form ab. Exemplarisch ist in Tabelle 2.21 das normative Nachweisformat (2-61), die berücksichtigte Nachweisgleichung (2-62) und die Grenzzustandsbedingung (2-63) für die Biegetragfähigkeit ohne Normalkraft angegeben.

Tabelle 2.21: Grenzzustandsbeschreibung für die Biegetragfähigkeit ohne Normalkraft und ohne Druckbewehrung

Nachweisformat	$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} \geq \gamma_E \cdot E_k = E_d$	(2-61)
Nachweisgleichung	$M_{Rd} = F_{yd} \cdot d - F_{cd} \cdot a$ $= A_s \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot (h - c_{nom} - d_{Bü} - 0,5 \cdot d_L) \cdot$ $\cdot \left(1 - \frac{k_a}{\alpha_R} \cdot \frac{A_s \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}}{b \cdot (h - c_{nom} - d_{Bü} - 0,5d_L) \cdot \alpha \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \right)$	(2-62)
Grenzzustandsbedingung	$g(x) = U_R \cdot R - U_E \cdot E$ $g(M_R) = U_{R(M)} \cdot A_s \cdot f_y \cdot (h - c_{nom} - d_{Bü} - 0,5d_L) \cdot$ $\cdot \left(1 - \frac{k_a}{\alpha_R} \cdot \frac{A_s \cdot f_y}{b \cdot (h - c_{nom} - d_{Bü} - 0,5d_L) \cdot 0,85 \cdot f_c} \right)$ $- U_{E(M)} \cdot (M_G + M_Q)$	(2-63)

R_d	Bemessungswert des Bauteilwiderstandes im ULS
R_k	charakteristischer Wert des Bauteilwiderstandes
E_d	Bemessungswert der Beanspruchung im ULS
E_k	charakteristischer Wert der Beanspruchung
γ_R, γ_E	Teilsicherheitsbeiwerte des Widerstands bzw. der Beanspruchung
γ_c, γ_s	Teilsicherheitsbeiwerte für Beton (concrete) bzw. Stahl (steel)
M_{Rd}	aufnehmbares Bemessungsmoment (Widerstand)
F_{yd}	Bemessungswert der resultierenden Stahzugkraft
F_{cd}	Bemessungswert der resultierenden Betondruckkraft
d	statische Nutzhöhe

a	Abstand der Betondruckkraftresultierenden vom Druckrand
f_{yk}	charakteristischer Wert der Stahlspannung an der Streckgrenze
f_y	statistisch verteilte Stahlspannung
f_{ck}	charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit
f_c	statistisch verteilte Betondruckfestigkeit
h	Bauteilhöhe
c_{nom}	Betondeckung (Nominalwert)
$d_{Bü}, d_L$	Durchmesser der Bügel bzw. der Längsbewehrung
k_a	Höhenbeiwert = 0,40 für $\epsilon_c = -3,5\text{‰}$
α	Dauerlastbeiwert = 0,85
α_R	Völligkeitsbeiwert der Druckspannungsverteilung = 0,80 für $\epsilon_c = -3,5\text{‰}$
U_R	Modellunsicherheit des Widerstandsmodells
$U_{R(M)}$	Modellunsicherheit für das Widerstandsmodell „Biegung ohne Normalkraft“
U_E	Modellunsicherheit des Einwirkungs-/Beanspruchungsmodells

Weitere Grenzzustandsgleichungen für die Versagenszustände Normalkraft (2-64), Biegung ohne/mit Normalkraft ohne/mit Druckbewehrung (2-65) bis (2-67), Querkraft (2-68) bis (2-70) und Durchstanzen (2-71) nach DIN 1045-1 [R.5] werden nachstehend aufgezeigt, vgl. [H.8], [2.32] und [2.101].

$$g(N_R) = U_{R(N)} \cdot (b \cdot h \cdot 0,85 \cdot f_c + A_{s,tot} \cdot f_y) \cdot (-U_{E(N)} \cdot (N_G + N_Q))$$

Normalkraft
(2-64)

$$g(M_R) = U_{R(M)} \cdot \left[A_{s1} \cdot f_y \cdot (d - d_2) + \alpha_R \cdot b \cdot \xi_{lim} \cdot d \cdot 0,85 \cdot f_c \cdot (d_2 - k_a \cdot \xi_{lim} \cdot d) \right] \cdot (-U_{E(M)} \cdot (M_G + M_Q))$$

Biegung
ohne
Normalkraft
mit Druckbe-
wehrung
(2-65)

$$g(M_R) = U_{R(M)} \cdot \left(\begin{aligned} & \left(U_{R(N)} \cdot (N_G + N_Q) + A_s \cdot f_y \right) \cdot \left(d - k_a \cdot \frac{U_{R(N)} \cdot (N_G + N_Q) + A_s \cdot f_y}{\alpha_R \cdot b \cdot 0,85 \cdot f_c} \right) \\ & - U_{R(N)} \cdot (N_G + N_Q) \cdot \left(\frac{d - d_1}{2} \right) \end{aligned} \right) \cdot (-U_{E(M)} \cdot (M_G + M_Q) - U_{E(N)} \cdot (N_G + N_Q) \cdot \left(\frac{d - d_1}{2} \right))$$

Biegung mit
Normalkraft
ohne Druck-
bewehrung
(2-66)

$$g(M_R) = U_{R(M)} \left(\begin{aligned} &\alpha_R \cdot b \cdot \xi_{lim} \cdot d \cdot 0,85 \cdot f_c \cdot (d - k_a \cdot \xi_{lim} \cdot d) \\ &+ \left(U_{R(N)} \cdot (N_G + N_Q) - \alpha_R \cdot b \cdot \xi_{lim} \cdot d \cdot 0,85 \cdot f_c + A_{s1} \cdot f_y \right) \\ &\cdot (d - d_2) - U_{R(N)} \cdot (N_G + N_Q) \cdot \left(\frac{d - d_1}{2} \right) \\ &- U_{E(M)} \cdot (M_G + M_Q) - U_{E(N)} \cdot (N_G + N_Q) \cdot \left(\frac{d - d_1}{2} \right) \end{aligned} \right)$$

Biegung mit
Normalkraft
mit Druckbe-
wehrung
(2-67)

$$g(V_{R,ct}) = U_{R(V,ct)} \cdot \left(\begin{aligned} &0,20 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d \cdot 1000}} \right) \cdot \eta_1 \cdot \left(100 \cdot \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \cdot f_c \right)^{\frac{1}{3}} \\ &- 0,12 \cdot \frac{U_E(N) \cdot (N_G + N_Q)}{b_w \cdot h} \end{aligned} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$- U_{E(V)} \cdot (V_G + V_Q)$$

Querkraft-
tragfähigkeit
ohne Quer-
kraftbeweh-
rung ($V_{Rd,ct}$)
(2-68)

$$g(V_{R,sy}) = U_{R(V,sy)} \cdot \left(\frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_y \cdot (0,9 \cdot (h - d_1)) \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \right)$$

$$- U_{E(V)} \cdot (V_G + V_Q)$$

mit

$$0,58 \leq \cot \theta \leq$$

Querkraft-
tragfähigkeit
mit Quer-
kraftbeweh-
rung ($V_{Rd,sy}$)

$$\frac{1,2 - 1,4 \cdot \frac{U_{E(N)} \cdot (N_G + N_Q)}{b_w \cdot h / f_c}}{U_{R(V,c)} \cdot 0,425 \cdot 1,0 \cdot f_c^{1/3} \cdot \left(1 + 1,2 \cdot \frac{U_{E(N)} \cdot (N_G + N_Q)}{b_w \cdot h / f_c} \right) \cdot b_w \cdot z} \leq 3,0$$

$$1 - \frac{U_{E(V)} \cdot (V_G + V_Q)}{U_{E(V)} \cdot (V_G + V_Q)}$$

(2-69)

$$g(V_{R,max}) = U_{R(V,max)} \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot (h - d_1) \cdot \alpha_c \cdot 0,85 \cdot f_c \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \alpha}$$

$$- U_{E(V)} \cdot (V_G + V_Q)$$

Maximale
Druckstre-
bentragfä-
higkeit
($V_{Rd,max}$)
(2-70)

$$g(v_{R,ct}) = U_{R(v,ct)} \cdot \left(0,2965 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d \cdot 1000}} \right) \cdot \eta_1 \right) \cdot \left(h - d_1 \right) \cdot \left(100 \cdot \sqrt{\frac{A_{slx}}{b_x \cdot d} \cdot \frac{A_{sly}}{b_y \cdot d}} \cdot f_c \right) \frac{1}{3} \quad \text{Durchstan-} \\ \text{zen (} v_{Rd,ct} \text{)} \quad (2-71) \\ - U_{E(v)} \cdot (v_G + v_Q)$$

Bei der Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,sy}$ mit Gl. (2-69) leitet sich der Faktor 0,425 aus dem Bemessungswert $0,48 \cdot c_j$ (Rauigkeit, hier = 0,5) = 0,24 ab [2.32]. Aus dem Bemessungswert 0,24 wird durch Berücksichtigung des Teilsicherheitsbeiwertes $\gamma_c = 1,50$ der 5%-Quantilwert bestimmt ($0,24 \cdot 1,50 = 0,36$). Unter Annahme einer logarithmischen Normalverteilung und eines Variationskoeffizienten $v = 0,10$ wird daraus der in probabilistischen Rechnungen anzugebende Mittelwert 0,425 berechnet.

Diese Beziehungen lassen sich auch für weitere Nachweisgleichungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit und in den Bereich der Geotechnik aufstellen. Besonderheiten nach [2.134] bzw. [H.2] sind dabei zu beachten.

2.5.2.4 Grenzzustände der Ermüdung (FLS)

Bei dynamisch beanspruchten Tragwerken ist neben der Tragfähigkeit auch die Material- und Bauteilermüdung maßgebend für die Auslegung. Auf Materialebene können im Stahlbeton- und Spannbetonbau die Baustoffe Beton, Betonstahl und Spannstahl auf Ermüdung versagen. Als Verbundwerkstoff sind zudem in der Verbundzone zwischen Beton und Betonstahl, Beton bzw. Einpressmörtel und Hüllrohr sowie Einpressmörtel und Spannstahl die ermüdungsbedingten Auswirkungen zu beachten.

Bei den Ermüdungsuntersuchungen werden Gebrauchslasten berücksichtigt, wie bereits im SLS. Auf der Widerstandsseite sind jedoch Tragfähigkeitsnachweise mit reduzierten Bemessungswerten wie im ULS gefordert. Dieser Sachverhalt führte zwischenzeitlich in einer Entwurfsversion der DIN 1045-1 (1997) [R.5] dazu, dass ein eigenständiger *Grenzzustand der Ermüdung* bestand. Letztlich wird die Ermüdung seit 2001 mit der eingeführten DIN 1045-1 [R.3] jedoch dem Grenzzustand der Tragfähigkeit zugewiesen. Dies ist insofern auch konsequent, da die Ermüdung einen Degradationsmechanismus darstellt.

In den Regelwerken (DIN 1045-1 [R.3], EC 2 [R.20], Model Code 2010 [2.93] [2.94]) findet sich ein dreistufiger Ansatz der Nachweisführung für den Beton sowie den Betonstahl und Spannstahl. Die erste Nachweisstufe ist dadurch gekennzeichnet, dass Schnittgrößen (z. B. Momente) oder Spannungen (minimale und maximale Betondruckspannungen sowie Stahlspannungsschwingspiele $\Delta\sigma_s$) begrenzt werden und damit ein „Quasi-Dauerfestigkeitsniveau“ vorausgesetzt wird. In der zweiten Nachweisstufe wird ein vereinfachter Betriebsfestigkeitsnachweis auf Basis schädigungsäquivalenter Spannungen bzw. Spannungsschwingbreiten durchgeführt. Die Nachweisstufe 3 enthält den expliziten Betriebsfestigkeitsnachweis (in [R.3] nur für den Stahl) auf Basis einer Schädigungsakkumulationshypothese, vgl. z. B. [2.170], [H.10], [2.346].

Bei den Ermüdungsuntersuchungen steht im Allgemeinen die Ermüdungslebensdauer (Lastspielzahl N_f bis zum Ermüdungsbruch) im Fokus. Die experimentelle Untersuchung und Darstellung der Ergebnisse mündet in Lebensdauerschaubildern, bspw. den *Wöhlerlinien*, dem *Smith-* oder dem *Goodman-Diagramm*.

Beim Ermüdungsversagen des Betonstahls entstehen zunächst – ausgehend von chemisch oder physikalisch bedingten Kerben – Mikrorisse, die sich zu Anrissen vereinigen, wachsen und letztlich bei entsprechender Querschnittsschwächung zum Gewaltbruch führen, vgl. z. B. [H.10]. Eine ggf. vorhandene Korrosion, und dabei insbesondere die lokalen Korrosionsnarben infolge chloridinduzierter Lochfraßkorrosion, mindern die Ermüdungsfestigkeit deutlich. Eine flächenhafte Korrosion wirkt sich nach [2.170] hingegen kaum aus.

Nach [2.320] und [2.260] stellen die Wöhlerlinien für Betonstahl in der DIN 1045-1 (2001) [R.5] die 10%-Quantilwerte ($p = 0,10$) mit einem (vermutlich zweiseitigen) Konfidenzniveau $P = 90\%$ bzw. die 5%-Quantilwerte mit $P = 75\%$ dar. Nach [2.321] wird unter dem charakteristischen Wert das 5%-Quantil der Grundgesamtheit mit einer Aussagewahrscheinlichkeit von 75% bei einseitiger Abgrenzung verstanden. Statistische und probabilistische Zusammenhänge sind in [R.29] und [R.41] geregelt. In [2.260] wird mit $\alpha_R = 0,8$ und $\beta = 3,7$ der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{s,fat}$ für Betonstahl (mit $v_s = 0,27$ bis $0,44$) zu Werten zwischen 1,3 bis 3,2 (11,2) bestimmt. Diese Werte wurden verständlicherweise hinterfragt und relativiert. Die Ergebnisse verdeutlichen den Einfluss der statistischen Kennwerte auf die Sicherheitselemente, die insbesondere durch die Klassierung der Materialparameter (Variationskoeffizient und Wahl der Verteilungsdichtefunktion) hervorgerufen werden.

Da Bewehrungsstähle mit konstanter Oberpannung geprüft werden, unterscheiden sich die Wöhlerlinien deutlich von denen anderer Technikbereiche, in denen diese Prüfungen mit konstanter Mittel- oder Unterspannung durchgeführt werden. Mit dem sog. „interaktiven Verfahren“ [2.20], [2.193] wird versucht, die relativ unsichere Quantilwertbestimmung bei Ermüdungsuntersuchungen zu modifizieren. Üblicherweise wird auf zuvor definierten Beanspruchungsniveaus $\Delta\sigma$ die ertragbare Schwingspiel- bzw. Bruchlastwechselzahl N experimentell bestimmt (horizontale Schnitte nach Bild 2-42 links bzw. Bild 2-44). In dem „interaktiven Verfahren“ hingegen werden im Rahmen der Ermüdungsuntersuchungen an Betonstahl unterschiedliche Lastniveaus bei gleicher Unterspannung angefahren und die Bruchlastwechselzahl N bestimmt. Die vorherigen Versuchsergebnisse fließen direkt bei der Auswahl der im folgenden Versuch anzusetzenden Spannungsschwingbreite ein. Mit diesem Vorgehen wird das Konfidenzniveau $P = 90\%$ sowohl für die Mittelwerte ($p = 50\%$) als auch für die oberen und unteren Quantilwerte (5% bzw. 95%) erreicht.

Die Ermüdung von Beton wird seit einigen Jahren intensiv untersucht und ist seit 2001 auch im deutschen Regelwerk [R.4] verankert. In der Literatur werden keine Schadensfälle genannt, die ausschließlich auf Betonermüdung zurückzuführen wären. Aufgrund der immer filigraneren Konstruktionen aus Hochleistungswerkstoffen für dynamisch hochbeanspruchte Tragwerke (z. B. Windenergieanlagen, Brücken im Zuge der Eisenbahn-Hochgeschwindigkeitsstrecken) steht dieser Forschungszweig jedoch im Fokus. Das Ermüdungsversagen des Betons wurde in den vergangenen Jahren zwar intensiv, jedoch bei weitem noch nicht abschließend erforscht. Ausgehend von einaxialen Beanspruchungszuständen wurden normalfeste (NC), hochfeste (HPC) und ultrahochfeste (UHPC) Betone ohne und mit Fasern sowie selbstverdichtender Beton (SVB) behandelt. Mehraxiale Beanspruchungszustände für UHPC sind insbesondere im DFG-Schwerpunktprogramm 1182 untersucht worden (\rightarrow Abs. 7.3 und z. B. [2.126], [2.127]).

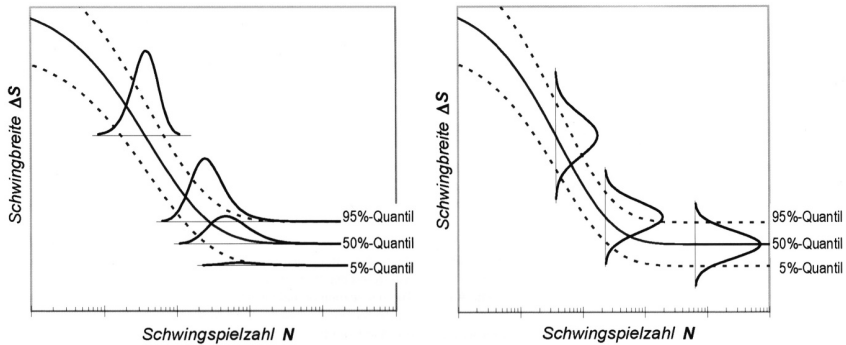


Bild 2-42: Verteilungsdichten der Logarithmen der Schwingungszahl N (links) und der Schwingbreite $\Delta\sigma$ (rechts) für Betonstahl in unterschiedlichen Schnitten aus [2.193]

Die Bandbreite der Ergebnisse, deren Streuungen und die Auswertemethoden verdeutlichen, dass realistische Nachweismodelle für das Tragverhalten unter Ermüdungsbeanspruchung weitaus schwieriger zu beschreiben sind, als für die zuvor genannten Grenzzustände. Dies gilt insbesondere im Hinblick auf die Versuchsaufbauten und -durchführungen in den Bereichen des Low-Cycle-Fatigue (LCF, $N_f \leq 10^3$ - 10^4), High-Cycle-Fatigue (HCF, $10^4 < N_f \leq 10^7$) und Very-High-Cycle-Fatigue (VHCF, $N_f > 10^7$). Schädigungen werden im LCF überwiegend auf die Rissbildung in der Mörtelmatrix und im HCF auf die Rissbildung im Verbund zurückgeführt [2.300]. In Bild 2-43 ist die dreiphasige Dehnungsentwicklung für verschiedene Betonfestigkeiten dargestellt. Die Bereichsfestlegungen sind z. B. [1.9] zu entnehmen.

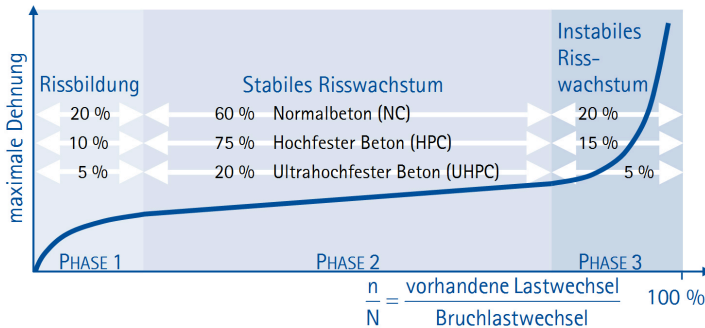


Bild 2-43: Dreiphasige Dehnungsentwicklung für Beton unter Ermüdungsbeanspruchung

Die experimentelle Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit ist von einer Vielzahl an Einflussfaktoren abhängig, die derzeit analysiert werden [1.1]. In Tabelle 2.22 sind einige der wesentlichen Eingangsparameter genannt.

Tabelle 2.22: Wesentliche Einflussparameter für Ermüdungsfestigkeiten (Auszug)

Betondruckfestigkeit (NC, HPC, UHPC)	Beanspruchungsbereich (Druckschwell-, Wechsel-)
Fasergehalt (ohne/Stahl/Kunststoff/...)	Beanspruchungsrichtung (einaxial, mehraxial / Querdruk/-zugniveau)
Lastwechselzahl (LCF, HCF, VHCF)	Beanspruchungsfrequenz (1 Hz/5 Hz/10 Hz/50 Hz/200 Hz/...)
Prüfkörpergeometrie	Prüfkörperanzahl
Versuchseinrichtung (hydraulisch, resonanzbasiert, ...)	Auswerteverfahren (Regression, ...)

Einen Überblick über die ertragbaren Ermüdungsbeanspruchungen von hochfestem Beton wird mit Bild 2-44 gegeben. Darin sind u. a. die Auswirkungen einer unterschiedlichen Belastungsfrequenz ersichtlich.

Als zweckmäßige numerische Formulierung der Schädigungsevolution für ermüdungsbeanspruchten Beton hat sich das Versagensmodell nach [2.339] etabliert (z. B. [2.220], [2.219], [2.130], [2.121]). Neuerdings wird für Ermüdungsschädigungen das Dreiphasenmodell nach [2.127] zugrundegelegt (siehe auch [2.126])

Bauteilversuche liegen für ermüdungsbeanspruchte Tragwerke kaum vor. Dies liegt vor allem an den in Tabelle 2.23 genannten Gründen. Damit ist jedoch eine Übertragbarkeit der an Kleinprüfkörpern bestimmten Ermüdungsfestigkeiten auf Bauteile nicht gegeben. Ohne entsprechende Bauteiluntersuchungen sind auch Ansätze für einen Modellfaktor (z. B. für Querkraft nach Abs. 2.4.3) fragwürdig. Dieser Modellfaktor hat aufgrund seiner großen Streuungen i. d. R. die größte Wichtung innerhalb einer probabilistischen Analyse.

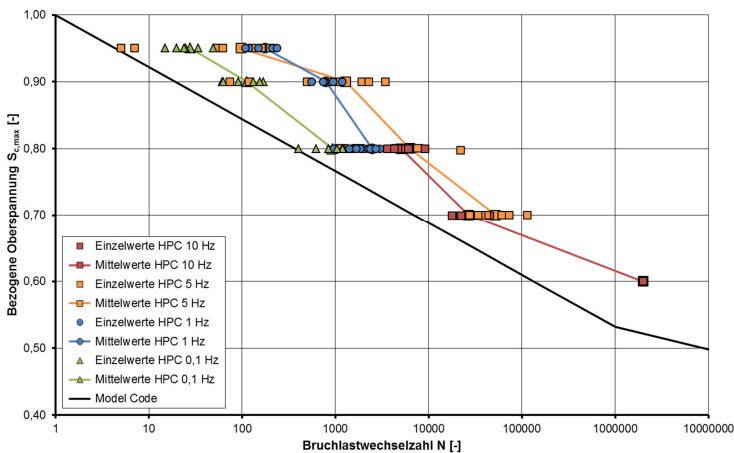


Bild 2-44: Bruchlastwechselzahlen für Beton unter Ermüdungsbeanspruchung aus [1.9]

Tabelle 2.23: Nachteil ermüdungsrelevanter Bauteilversuche

Maßstabseffekt	Versuchsdauer
Versuchseinrichtung (Effizienz, Eignung, ...)	Versuchskosten (Prüfkörperanzahl, Prüfkörperkosten)
Messeinrichtungen	Auswertung

Üblicherweise werden die charakteristischen Werte für Widerstandsgrößen als 5%-Quantilwerte definiert. Für Variationskoeffizienten $v > 15\%$ sollte eine logarithmische Normalverteilung angesetzt werden, vgl. Abs. 3.4.5 und z. B. Auswertungen in [2.193], [2.260], [2.346]. Damit ergibt sich für statische Widerstandsgrößen der bekannte analytische Zusammenhang nach Gl. (2-72), vgl. Gl. (2-39) auf Seite 63 und [2.98], [2.97]. Der Bemessungswert für den Widerstand lässt sich unter den in Abs. 2.8.2 beschriebenen Voraussetzungen nach Gl. (2-73) mit einem festen Wichtungsfaktor für den Widerstand $\alpha_R = 0,8$ und dem Zuverlässigkeitsindex β berechnen, vgl. [2.131], [2.146], [2.274]. Damit ist der Teilsicherheitsbeiwert für den Widerstand nach Gl. (2-74) bzw. (2-75) allein von dem eingehenden Variationskoeffizienten sowie der Zielzuverlässigkeit für Ermüdung ($\beta = 1,5$ bis 3,8, vgl. Tabelle 2.5 auf Seite 23) abhängig.

$$R_k = m_R \cdot \exp \left[-1,645 \cdot v_R - 0,5 \cdot v_R^2 \right]$$

(2-72)

- R_k

m_R

v_R

v_m

v_{St}

v_G

γ_{conv}

charakteristischer Wert des Widerstandes

Mittelwert des Widerstandes

Variationskoeffizient des Widerstandes

Variationskoeffizient der Materialfestigkeit

Variationskoeffizient des Widerstandsmodells

Variationskoeffizient der Geometrie

Übertragungsfaktor (Labor/Baustelle)

$$R_d = m_R \cdot \exp \left[-0,8 \cdot \beta \cdot v_R - 0,5 \cdot v_R^2 \right]$$

(2-73)

$$\gamma_R = \exp \left[(0,8 \cdot \beta - 1,645) \cdot v_R \right]$$

(2-74)

$$\gamma_M = \exp(\alpha_R \cdot \beta \cdot v_R - 1,645 \cdot v_m) = \exp(3,04 \cdot v_R - 1,645 \cdot v_m)$$
$$v_R = \sqrt{v_m^2 + v_{St}^2 + v_G^2} = \sqrt{0,15^2 + 0,05^2 + 0,05^2} = 0,166$$
$$\gamma_M = \exp(3,04 \cdot 0,166 - 1,645 \cdot 0,15) \approx 1,30$$
$$\gamma_C = \gamma_M \cdot \gamma_{conv} = 1,30 \cdot 1,15 \approx 1,50$$

(2-75)

[2.98]

(zu 2.4.2.4)

Sind diese Gesetzmäßigkeiten ohne Einschränkung auf Ermüdungsuntersuchungen übertragbar? Kann für den Bereich des HCF und VHCF von gleichen Zusammenhängen

ausgegangen werden? Diese Fragen sind sowohl für den Beton als auch für den Betonstahl (vgl. [2.260]) noch zu beantworten.

Im SFB 398 wurden Materialmodelle für die Degradation von Beton und Bewehrungsstahl entwickelt und auch die Degradation des Bewehrungsstahls unter Ermüdungsbeanspruchung thematisiert [2.221], [2.219]. In nahezu allen praxisnahen Arbeiten wird die *Schadensakkumulation* (auch *Schädigungsakkumulation*) nach *Palmgren* und *Miner* bestimmt. Dieses stark vereinfachte Modell wird mit Gl. (2-76) beschrieben. Dieses Modell ist normativ verankert und liefert über den Zusammenhang zwischen der Häufigkeit von vorhandenen Beanspruchungsniveaus (aus Einwirkungen) und ertragbaren Häufigkeiten verschiedener Beanspruchungsniveaus (aus Versuchsdaten abgeleitete Wöhlerlinie für den Widerstand) aufschlussreiche Ergebnisse über die Degradation eines Bauteils oder Tragwerks.

$$D_{\text{vorh}} = \sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} \quad (2-76)$$

D_{vorh}	Schädigung
$n(\Delta\sigma_i)$	vorhandene Lastwechsel einer Schwingbreite $\Delta\sigma_i$
$N(\Delta\sigma_i)$	ertragbare Lastwechsel einer Schwingbreite $\Delta\sigma_i$

Bei der Schädigungsakkumulation werden die vorhandenen Beanspruchungen klassifiziert, zusammengefasst und den zugehörigen ertragbaren Beanspruchbarkeiten gegenübergestellt. Bei diesen Analysen werden die vorhandenen Beanspruchungsdaten üblicherweise mit geeigneten Zählverfahren (*Rainflow*, *Reservoir*, *Markov-Matrix*, vgl. auch [2.170]) ausgewertet und nach ihrer Größe sortiert. Mit Hilfe des o. g. linearen Schadenakkumulationsansatzes wird dann eine Schädigungssumme generiert. Dabei gehen für die Widerstandsgrößen bzw. Beanspruchbarkeiten i. d. R. die für Materialien bzw. Baustoffe vorliegenden Wöhlerlinien ein. Diese Methode wird trotz vieler Kritikpunkte genutzt, da keine besseren bzw. mit vertretbarem Aufwand praktikablen Verfahren verfügbar sind. Ein wesentlicher Kritikpunkt liegt in der Vernachlässigung der Belastungsreihenfolge bei der Auswertung nach Palmgren-Miner, die einen nicht zu unterschätzenden Einfluss auf die Bruchlastwechselzahl bei Beton hat, zugleich jedoch durch nichtlineare Spannungsumlagerung weitgehend kompensiert wird [2.121]. Zudem sind Wöhlerlinien zwar für Baustoffe wie Beton oder Stahl verfügbar, jedoch nur in sehr geringem Umfang für Verbundwerkstoffe wie Stahlbeton oder gar Bauteile [1.1]. Die durchgeführten Untersuchungen zum Materialverhalten unter statischer oder dynamischer Beanspruchung bei unterschiedlichen Materialfestigkeiten belegen die stark streuenden Eigenschaften und Abhängigkeiten von Prüfkörpergeometrien, Maßstäben etc. Weiterhin sind auch entsprechende experimentelle Untersuchungen zum Verbundverhalten mit großen Unsicherheiten behaftet.

Die Wöhlerlinien sind i. d. R. auf Basis von Materialuntersuchungen (kleine ungestörte Prüfkörperabmessungen) bestimmt worden. Bauteilversuche sind selten, Maßstabs- effekte nicht belegt (\rightarrow Abs. 3.4.6). Zu beachten ist zudem die starke Sensitivität der Ergebnisse einer Auswertung von Gl. (2-76): Das Ergebnis der Schädigungsakkumulation reagiert sehr sensibel auf Veränderungen der Eingangswerte, vgl. z. B. [1.6], [1.12], [1.13] und [2.121].

Für eine Grenzzustandsbetrachtung sind mit Gl. (2-77) beide Gleichungsseiten zu beachten, vgl. [2.344]. Für die probabilistische Ermüdungsuntersuchung an der Tripod-Gründungskonstruktion einer Windenergieanlage formuliert [3.196] die vorhandene Schädigung mit Gl. (2-78)

$$g_{fat}(t) = D_{lim} - D_{vorh}$$

(2-77)

D_{lim} Grenzschädigung ($D_{lim} = 1,0$)

$$D_{vorh} = \frac{n_{eq}}{C_1 \cdot \Delta\sigma_{eq}^{-m_1}}$$

(2-78)

- C_1

Parameter der Wöhlerlinie
- n_{eq}

$2 \cdot 10^6$ Schwingspiele
- m_1

Exponent der Wöhlerlinie
- $\Delta\sigma_{eq}$

Spannungsschwingbreite bei $n^* = 2 \cdot 10^6$ Schwingspielen

Entsprechende Parameter für Stahl werden in Tabelle 2.24 angegeben. Für Beton sind vergleichbare Werte den Wöhlerlinien zu entnehmen. Jedoch existiert für den Beton kein Faktor zur Beschreibung der Ungenauigkeit des Widerstandsmodells der Schädigungsakkumulation.

Tabelle 2.24: Variablen der Wöhlerlinie für Stahl nach [3.196]

Basisvariable	Verteilung	m	s	v	Quelle
Exponent m_1	D	3,0			DIN EN 1993-1-9
Parameter Log C_1	N	12,80	0,25	0,02	DIN EN 1993-1-9
n_{eq}	D	$2,0 \cdot 10^6$			
Modellungenauigkeit Palmgren-Miner	LN	1,00	0,30	0,30	[2.106]

N: Normalverteilung / LN: logarithmische Normalverteilung / D: Deterministisch

Als wesentliche Eingangsgrößen für eine Schädigungsakkumulation sind möglichst genaue und umfassende Angaben zur Belastungsgeschichte erforderlich, vgl. auch Abs. 3.6. Darüber hinaus können fundierte Prognosen über die Belastungsentwicklung zu verbesserten Aussagen der Restlebensdauer führen. In den exemplarischen Ermüdungsnachweisen für Straßenbrücken und Windenergieanlagen in Abs. 4 wird die Schädigungsakkumulation praktisch umgesetzt.

2.5.3 Teilsicherheitsbeiwerte für Neu- und Bestandsbauten

In jedem semi-probabilistischen Regelwerk (z. B. DIN 1045-1 [R.3], EC 2 [R.20]) sind die in Abs. 2.5.1.1 beschriebenen Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungs- und Widerstandssseite definiert. Diese für die maßgebenden Einwirkungen und Widerstände bzw. Materialkennwerte vereinheitlichten Größen unterliegen bei realistischer Betrachtung jedoch großen Schwankungen. Somit werden ungünstig wirkende veränderliche Einwir-

kungen allgemein mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_0 = 1,50$ beaufschlagt, hingegen können aus statistischen Analysen von Zeitreihen der Einwirkungen deutlich andere Beiwerte bestimmt werden, vgl. Tabelle 2.18 auf Seite 61 sowie [2.267] und [2.132]. Die von den Variationskoeffizienten der Einwirkungen abhängigen Spannweiten der Teilsicherheitsbeiwerte sind in Bild 2-34 auf Seite 64 veranschaulicht.

Auch für die Materialparameter werden mit $\gamma_c = 1,50$ für Beton bzw. $\gamma_s = 1,15$ für den Betonstahl und Spannstahl verallgemeinerte Teilsicherheitsbeiwerte angeführt. Aus der statistischen Analyse der Materialversuche werden zwar i. d. R. kleinere Variationskoeffizienten als für Einwirkungen abgeleitet, doch sind auch hier materialbedingte, chargenabhängige veränderliche Teilsicherheitsbeiwerte zu finden, vgl. [H.8].

Den größten Einfluss haben die sog. Modellfaktoren, vgl. [H.8]. Durch sie werden die ungenauen analytischen Beschreibungen der Realität sowohl auf der Einwirkungs- wie auch auf der Widerstandsseite erfasst. In probabilistischen Berechnungen haben diese Faktoren aufgrund ihrer relativ großen Streuungen einen maßgebenden Einfluss auf das Endergebnis. Je ungenauer das Rechenmodell die Realität beschreibt, desto größer sind die Streuungen und der anzusetzende Teilsicherheitsbeiwert. In [H.8] wird dies anschaulich mit dem standardisierten Auswertungsverfahren nach EN1990 [R.15] Anhang D geschildert.

Tabelle 2.25: *Eingangsvariablen für die Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte in Bild 2-45*

Basisvariable		Variationskoeffizient $v = \sigma/m$ [%]		Quelle
		Neubau	Bestandsbau ⁽²⁾	
Betondruckfestigkeit	$f_{cm}^{(1)} (v_m)$	12 (7–15)	6 (Annahme)	[H.8]
Geometrie	$b, h^{(1)} (v_a)$	5	2 (Annahme)	[H.8]
Übertragungsvariable	Faktor conv	1,15 \approx 1/0,85	1,0	[H.8]

⁽¹⁾ vgl. Gl. (2-40) ⁽²⁾ Werte geschätzt, Ansätze z. B. in [2.95], [2.96], [2.97] und [2.98]

In Tabelle 2.26 bzw. in Bild 2-45 sind einige auf den Tragwiderstand im ULS bezogene Teilsicherheitsbeiwerte verschiedener Widerstandsmodelle für Neubauten und Bestandsbauwerke dargestellt. Dabei sind die Begleitparameter nach Tabelle 2.25 konstant angesetzt worden. Die sog. Übertragungsvariable, durch die zwischen Labor- und Bauwerksfestigkeit unterschieden wird, geht dabei nicht in dem Variationskoeffizienten v_R sondern erst als Faktor beim Teilsicherheitsbeiwert ein. Damit wird der Teilsicherheitsbeiwert für den Neubau mit dem Quotienten $1,15 \approx 1/0,85$ vergrößert, für das Bestandsbauwerk hingegen ist dieser Wert 1,0.

Tabelle 2.26: *Angesetzte Modellfaktoren des Widerstandsmodells nach Tabelle 2.15 und Tabelle 2.16 und resultierende Teilsicherheitsbeiwerte*

Widerstandsmodell		v_{St} [%] ⁽²⁾	Neubau		Bestandsbau	
			v_R [%] ⁽¹⁾	γ_c	v_R [%] ⁽¹⁾	γ_c
Druckkraft	$U_{R(N)}$	5	13,9	1,43	8,1	1,12
Biegung	$U_{R(M)}$	7	14,8	1,45	9,4	1,14
Querkraft	$U_{R(N)}$	15	19,9	1,55	16,3	1,25
Durchstanzen	$U_{R(N)}$	20	23,9	1,64	21,0	1,34

⁽¹⁾ vgl. Gl. (2-40) und (2-41) auf Seite 65.

⁽²⁾ v_{St} = Variationsfaktor für das Widerstandsmodell (v_m nach [2.97])

Die Visualisierung der Teilsicherheitsbeiwerte verdeutlicht die Auswirkungen der i. d. R. reduzierten Streuungen bei Bestandsbauwerken, vgl. auch Abs. 2.8.4. Eine weitere Näherung, um die durch Messungen und Monitoring verbesserte Information für den Bestand zuverlässigkeitstheoretisch zu erfassen, wird mit Gl. (2-79) [2.58] gegeben. In dem Merkblatt *Bauen im Bestand* des DBV [2.97] wird β_{neu} hingegen durch entfallende Unsicherheiten in der Planungs- und Ausführungsphase begründet.

$$\frac{\beta_{\text{neu}}}{\beta_{\text{alt}}} = \frac{1}{\sqrt{1-\alpha_i^2}}$$

(2-79)

β_{neu}
 β_{alt}
 α_i

Zuverlässigkeitsindex vor den Messungen (Neubau)
Zuverlässigkeitsindex nach den Messungen (Bestandsbau)
Wichtungsfaktor der eingehenden
Basisvariablen i (Austausch nach Messungen)

$\left(\sum_i \alpha_i^2 = 1\right)$

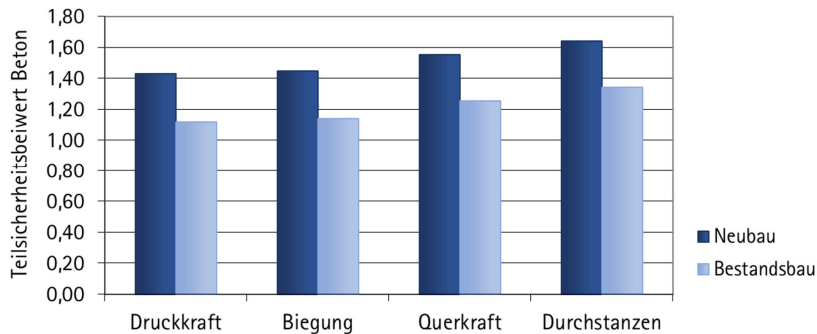


Bild 2-45: Teilsicherheitsbeiwert des Betons für verschiedene Widerstandsmodelle bei konstanten Begleitparametern nach Tabelle 2.25

Die Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen auf Neu- und Bestandsbauten werden von [2.324] mit Tabelle 2.27 angegeben.

Tabelle 2.27: Teilsicherheitsbeiwerte für Neu- und Bestandsbauten nach [2.324]

	Neubauten		Bestandsbauwerke		
	ständig, ungünstig	veränderlich	ständig, ungünstig	Wind	andere
STR&GEO (EN 1990, Gl. (6.10a))					
CC1	1,20	1,35·ψ ₀	1,10	1,10·ψ ₀	1,00·ψ ₀
CC2	1,35	1,50·ψ ₀	1,20	1,30·ψ ₀	1,15·ψ ₀
CC3	1,50	1,65·ψ ₀	1,30	1,50·ψ ₀	1,30·ψ ₀
STR&GEO (EN 1990, Gl. (6.10b))					
CC1	1,10	1,35	1,00	1,10	1,00
CC2	1,20	1,50	1,10	1,30	1,15
CC3	1,30	1,65	1,20	1,50	1,30

2.6 Systemzuverlässigkeit

Bei Anlagen mit hohem Gefährdungspotential wie z. B. Kernkraftwerken und Chemieanlagen wurden frühzeitig probabilistische Beurteilungen der Sicherheit durchgeführt. Bei diesen Beurteilungen kam neben dem Komponentenversagen auch der Systemzuverlässigkeit eine große Bedeutung zu. Mittlerweile werden entsprechende Untersuchungen auch für andere Bauwerke genutzt. Allen voran stehen Infrastrukturbauwerke wie Brücken und Tunnel, aber auch Tragwerke für Windenergieanlagen oder Wasserbauwerke sind zu nennen. Die mathematischen Zusammenhänge sind z. B. in [2.137] und [2.203] gut beschrieben.

Die anvisierte Lebensdauer eines Tragwerks wird in der Planungsphase bestimmt und vielfältig beeinflusst. Mit Hilfe probabilistischer Verfahren können Wege aufgezeigt werden, um die Überlebenswahrscheinlichkeit und Verfügbarkeit technischer Systeme zu erhöhen. Ein wesentliches Prinzip ist die *Redundanz*, d. h. dass mehr Komponenten als unbedingt erforderlich für eine Aufgabe verfügbar sind. Redundante Systeme sind zuverlässiger als die Komponenten, aus denen sie bestehen.

Bei Systemen mit erhöhtem Gefährdungspotential (z. B. chemische Industrie) werden sog. *Bereitschaftskomponenten* bzw. *Reservekomponenten* installiert. Bei einem Ausfall der Hauptkomponente übernehmen sie deren Funktion, so dass oftmals praktisch ohne Unterbrechung ein weiterer Anlagenbetrieb möglich ist.

Bei sicherheitsrelevanten Systemen kommt den *Funktionsprüfungen* eine große Bedeutung zu. Diese werden bspw. in deutschen Kernkraftwerken wöchentlich für die sicherheitsrelevanten Systeme durchgeführt. Damit sollen mögliche Defekte bei *Bereitschaftssystemen* aufgedeckt und korrigiert werden.

Bei *Instandsetzungen* wird zwischen korrektiven und prädiktiven Maßnahmen unterschieden. Ist bereits eine Komponente ausgefallen, findet eine korrektive Instandsetzung statt. Prädiktive, d. h. in regelmäßigen Zeitabständen durchgeführte Instandsetzungen, sollen einen guten Zustand der Anlage über längere Zeiträume erhalten. Diese haben besonderes Gewicht bei redundanten Systemen, da ebenfalls einige der Redundanten ausfallen könnten, ohne dass dies erkannt wird. Somit zählen auch die o. g. Funktionsprüfungen zu den prädiktiven Maßnahmen.

Im Bauwesen kommen für Infrastrukturbauwerke in erster Linie *Inspektionsmaßnahmen* zum Einsatz. Auch prädiktive und korrektive Instandsetzungsmaßnahmen gehören zu den üblichen lebensdauerverlängernden Maßnahmen, vgl. Bild 1-3. Aus ökonomischen Gründen und des i. d. R. eingeschränkten Gefährdungspotentials werden die anderen Möglichkeiten hier nicht genutzt. Jedoch sollten auch im Bauwesen Redundanzen bereitgestellt werden.

2.6.1 Serien- und Parallelsysteme

Die Zuverlässigkeit mehrkomponentiger Systeme wird durch die Zuverlässigkeit der einzelnen Komponenten bestimmt. Alle Systemfehler beginnen mit einem anfänglichen Fehler in einer Systemkomponente (*Initialfehler*). Einige Komponentenfehler haben lediglich lokale Auswirkungen, andere hingegen beeinträchtigen die Systemzuverlässigkeit. Grundsätzlich werden zwei Arten von logischen Komponentenarrangierungen unterschieden:

- das *Seriensystem* und
- das *Parallelsystem*

Die logische Beschreibung des Systemversagens entspricht jedoch in der Realität vielmehr dem Modell eines Seriensystems mit parallelen Untersystemen oder in der äquivalenten Form eines Parallelsystems mit Serienuntersystemen, vgl. Bild 2-46.

Eine Diskretisierung des Systems in Komponenten entspricht nicht notwendigerweise der Einteilung in mechanische Elemente, da der Zustand eines mechanischen Elementes von dem Verhalten seiner kritischen Stellen (z. B. plastische Gelenke) abhängt. Die Teilung eines Systems in Komponenten hängt auch von der Form der Belastung (Linienlast, Einzellast usw.) ab, so dass ein mechanisches Element auch mehrere Komponenten besitzen und als Teilsystem betrachtet werden kann.

Die Grundlagen zur Systemzuverlässigkeit werden in [H.8] beschrieben. Mit Bild 2-46 werden die theoretischen Zusammenhänge für den einfachen Fall eines Serien- bzw. Parallelsystems mit $n = 2$ Grenzzuständen veranschaulicht.

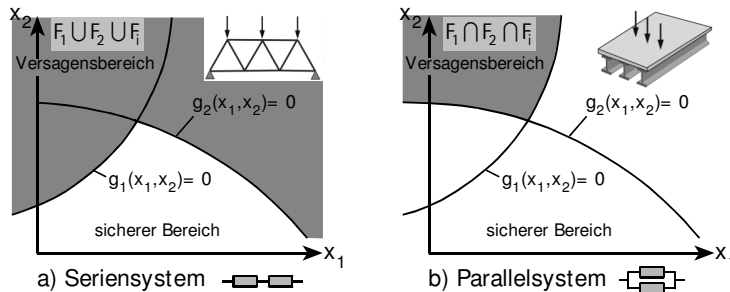


Bild 2-46: Versagensbereich bei Parallel- und Seriensystem

In [2.58] und [H.9] werden die Versagenswahrscheinlichkeiten für Serien- und Parallelsysteme hergeleitet. Mit den sogenannten *Ditlevsen Bounds* wird die Versagenswahrscheinlichkeit für Seriensysteme nach Gl. (2-80) durch eine untere und eine obere Schranke mit Gl. (2-81) und (2-82) begrenzt.

Seriensystem:

$$P_{f, \text{Sys(ser)}} = P\left(\bigcup_{i=1}^m (g_i(x) \leq 0)\right) = P\left(\bigcup_{i=1}^m F_i\right) = 1 - P\left(\bigcap_{i=1}^m \bar{F}_i\right) \quad (2-80)$$

$$P_{f, \text{Sys}(\text{ser})}^{\text{unten}} \geq \min \left\{ \begin{matrix} 1 \\ P(F_i) + \sum_{i=2}^m \left[P(F_i) - \max_{j < i} P(F_i \cap F_j) \right] \end{matrix} \right\} \quad (2-81)$$

$$P_{f, \text{Sys}(\text{ser})}^{\text{oben}} \leq P(F_i) + \sum_{i=2}^m \max_{j < i} \left\{ \begin{matrix} 0 \\ P(F_i) - P(F_i \cap F_j) \end{matrix} \right\} \quad (2-82)$$

Eine genauere Einschränkung der Versagenswahrscheinlichkeiten für Seriensysteme ist nur bei Kenntnis der stochastischen Abhängigkeiten der Versagensmechanismen möglich.

Parallelsysteme werden unterteilt in Systeme mit „passiver Redundanz“ („kalte Reserve“) und solche mit „aktiver Redundanz“ („heiße Reserve“). Bei Systemen mit „passiver Redundanz“ kommen einige Komponenten nur zum Einsatz, wenn andere Komponenten bereits versagt haben. Systeme mit „aktiver Redundanz“ sind dadurch gekennzeichnet, dass alle Komponenten gleichsam wirksam sind. Der Ausfall einer Komponente führt zur Umverteilung von Teilfunktionalitäten auf weniger ausgelastete Komponenten, jedoch nicht zum Systemversagen. Die Versagenswahrscheinlichkeit eines Parallelsystems mit „aktiver Redundanz“ wird mit Gl. (2-83) beschrieben. Mit Gl. (2-84) können dafür triviale Grenzen angegeben werden. Weitere Grenzen werden in [H.9] aufgeführt.

$$P_{f, \text{Sys}(\text{par})} = P \left\{ \bigcap_{i=1}^m (g_i(X) \leq 0) \right\} = P \left(\bigcap_{i=1}^m F_i \right) \quad (2-83)$$

$$\prod P(F_i) \leq P_{f, \text{Sys}(\text{par})} \leq \min [P(F_i)] \quad (2-84)$$

Für die Modellierung einer „passiven Redundanz“ wird angenommen, dass die Reservekomponenten so schnell in Betrieb genommen werden, dass das System seine Funktion nicht unterbricht. Dies kann bspw. durch Reservekomponenten erreicht werden, die ohne Belastung während des Betriebes der Hauptkomponente betrieben werden. Zudem wird unterstellt, dass die Umschaltung absolut zuverlässig ist, also mit der Wahrscheinlichkeit „1“ glückt. In Bild 2-47 wird ein System von N Komponenten dargestellt, von denen (N – 1) Reservekomponenten sind. In der elektrischen Energieversorgung hat sich – mit Ausnahme der Betriebsmittel in der Offshore-Windenergie – diese (N – 1)-Ausfallsicherheit etabliert.

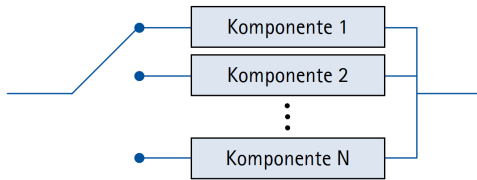


Bild 2-47: System mit N Komponenten, von denen (N – 1) Reservekomponenten sind

Mit der in [2.137] dokumentierten Herleitung lässt sich die Überlebenswahrscheinlichkeit P_S des Systems unter Ansatz verschiedener Annahmen mit Gl. (2-85) angeben. In [2.203] wird vertieft auf Seriensysteme, redundante Modelle, Inspektionsintervalle und Schädigungsmodelle (jedoch nicht für den Massivbau) eingegangen.

$$P_S^{(N)}(t) = \exp(-\lambda t) \cdot \sum_{n=0}^{N-1} \frac{(\lambda \cdot t)^n}{n!} \quad (2-85)$$

N	Anzahl der Komponenten
λ	Parameter der zu Grunde gelegten Exponentialverteilung für die Lebensdauer jeder Komponente
t	Lebensdauer, Nutzungszeitraum

2.6.2 Fehler-, Ereignis- und Entscheidungsbäume

Wesentliche Werkzeuge probabilistischer Sicherheitsuntersuchungen und insbesondere des Qualitätsmanagements sind die *Fehlerbaumanalyse* (Fault Tree Analysis (FTA)), siehe z. B. [R.49], [R.48], [2.316] und die *Ereignisbaumanalyse* (Event Tree Analysis (ETA)). Die FTA beruht darauf, dass das Versagen eines Systems deduktiv auf den Ausfall seiner Subsysteme und deren Versagen auf den Ausfall ihrer Komponenten zurückgeführt wird. Das Ergebnis dieser Überlegungen ist in dem Fehlerbaum dargestellt, der die logischen Verknüpfungen zwischen dem Ausfall der Komponenten des Systems und seinem Versagen angibt. Dabei werden i. d. R. lediglich die Zustände „sicher“ / in Funktion“ und „unsicher / Ausfall“ berücksichtigt. Diese Zustände werden mit Eintrittswahrscheinlichkeiten verknüpft. Die Versagenswahrscheinlichkeit des Systems folgt aus der mathematischen Auswertung des Fehlerbaums. Dabei gehen die Ausfallwahrscheinlichkeiten der Komponenten sowie die Wahrscheinlichkeiten für das Auftreten von äußeren Einwirkungen und von Fehlbedienungen bzw. menschliche Fehlhandlungen ein.

Die FTA ist ein Verfahren, dass bei konsequenter Anwendung alle Ereigniskombinationen einschließt, die zum Versagen führen. Einzig durch den Kenntnisstand und die Sorgfalt des Anwenders werden Grenzen gesetzt. In Risikoanalysen wird die Fehlerbaumanalyse mit einer Abschätzung der Konsequenzen ergänzt.

Die FTA wird für unterschiedliche Fragestellungen eingesetzt:

- Präventive Qualitätssicherung,
- Systemanalyse,
- Problemlösung bei neu eingetretenen Fehlern.

Für einen erfolgreichen Einsatz der FTA ist zunächst eine Systemanalyse erforderlich. Dabei wird ein betrachtetes System in Subsysteme und Komponenten aufgeteilt. Nachdem gegenseitige Abhängigkeiten der Komponenten analysiert wurden, wird der Untersuchungsaufwand durch eine Beschränkung auf die kritischen Betriebszustände begrenzt. Bei dieser Begrenzung müssen alle labilen Zustände innerhalb eines Systems erkannt werden. Abschließend sollten das Schadensausmaß und die Schadensdauer abgeschätzt sowie Abwendungsmechanismen geplant werden.

Ein Fehlerbaum für die Bewehrungskorrosion eines Stahlbetonbauteils wurde bereits in Bild 2-40 auf Seite 68 dargestellt. Ein Ereignisbaum ist in Bild 2-51 auf Seite 95 für Inspektionen abgebildet. Mit Bild 2-48 wird die durch einen Entscheidungsbaum beschriebene Vorgehensweise ersichtlich. Der zu einer Risikoanalyse gehörende Entscheidungsbaum (*decision tree*) wird ausführlich in [2.78] und [2.58] behandelt. Weiterführende Angaben zu den genannten Verfahren finden sich z. B. auch in [2.16].

Fehler wirken sich insbesondere in der frühen Entwicklungs- und Herstellungsphase deutlich auf die resultierenden Folgekosten aus, vgl. Bild 1-4 auf Seite 4. In der Entwicklung können Fehler noch kostengünstig behoben werden, in der Herstellung bzw. später im laufenden Betrieb steigen die dafür aufzuwendenden Kosten drastisch an. Dies wird durch die sog. „Zehnerregel“ in Bild 1-4 veranschaulicht.

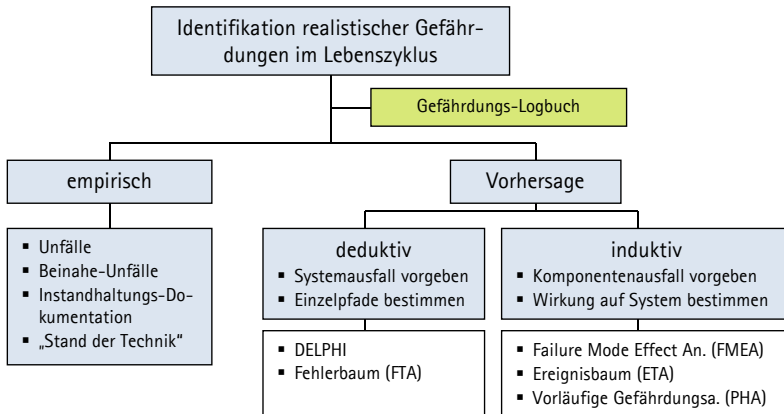


Bild 2-48: Entscheidungsbaum nach [2.298]

In Tabelle 2.28 wird eine Übersicht über den Einsatzbereich und die Zielsetzungen ausgewählter Qualitätsmanagement-Techniken (QM-Techniken) gegeben.

Tabelle 2.28: Methoden und Zielsetzungen einiger vorbeugender QM-Techniken (vgl. [2.142], [2.78] und [2.58])

	Methoden	Zielsetzung
FMEA Failure Mode and Effect Analysis	Fehlermöglichkeits- und Einflussanalyse	<ul style="list-style-type: none">▪ Frühzeitige Fehlererkennung und Implementierung von Gegenmaßnahmen▪ Systematische Verbesserung der Produkt- und Prozessqualität (Risikoreduzierung)
FTA Failure Tree Analysis	Fehlerbaumanalyse	<ul style="list-style-type: none">▪ Identifizierung aller Ausfallursachen▪ Entwicklung und Einsatz gezielter Abstellmaßnahmen
ETA Event Tree Analysis	Ereignisbaumanalyse	<ul style="list-style-type: none">▪ Analyse eines möglichen Folgeereignisses aus einem Anfangsereignis
DTA Decision Tree Analysis	Entscheidungsbaum-analyse	<ul style="list-style-type: none">▪ Bewertung der Fehler- und Ereignisbäume mit Entscheidungsfindung
DoE Design of Experiments	Statistische Versuchsmethodik	<ul style="list-style-type: none">▪ Systematische Planung von Versuchen zur Bestimmung von Einflussgrößen

2.7 Datenermittlung und -updating

2.7.1 Datenermittlung

Für eine Tragwerksbewertung sind Informationen der Tragwerksbeanspruchungen und -widerstände essentiell. Diese Informationen beziehen sich nicht nur auf den aktuellen Zustand, sondern auch auf ihre zeitliche Entwicklung – also sowohl die früheren als auch die prognostisch zu bestimmenden zukünftigen Beanspruchungen und Widerstände sind zu berücksichtigen. Der wesentliche Unterschied zwischen Neubauten und Bestandsbauten besteht zum einen darin, dass Unsicherheiten aus der Planungs- und Ausführungsphase entfallen. Zum anderen können bei Bestandsbauten die Unsicherheiten in den Beanspruchungen und Widerständen durch tragwerksbezogene Messungen deutlich gemindert werden.

Auch Umwelteinflüsse oder anderweitige Umgebungsbedingungen beeinflussen eine Struktur nachhaltig und müssen geeignet ermittelt werden. Für diese Untersuchung stehen die in Bild 2-49 dargestellten und nachstehend beschriebenen Verfahren der Datenermittlung zur Verfügung, die mit unterschiedlichem Aufwand zu unterschiedlich genauen Ergebnissen führen. Mit Bild 2-50 wird eine Zuordnung im Rahmen der Zustandserfassung eines Bauwerks gegeben.



Bild 2-49: Verfahren der Datenermittlung

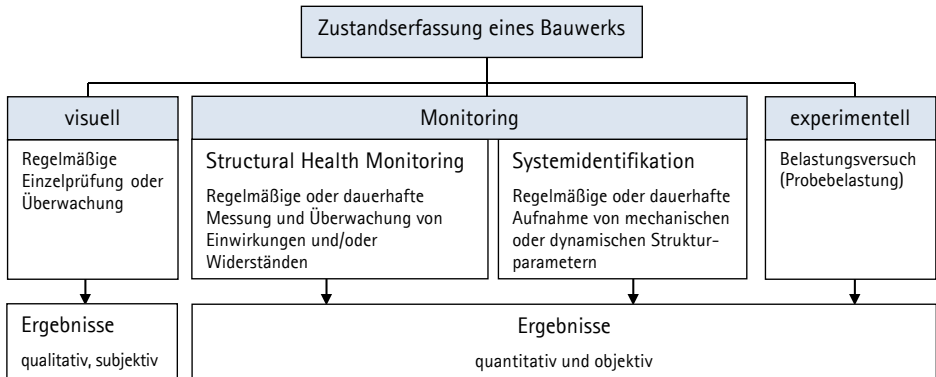


Bild 2-50: Verfahren der Zustandserfassung

2.7.1.1 Bestandsaufnahme

Am Anfang einer Bauwerksuntersuchung steht die *Bestandsaufnahme*. Dabei wird der Ist-Zustand eines Bauwerks in allen Einzelheiten, präzise und aussagekräftig beschrieben. In einem Literaturstudium werden die statischen und konstruktiven Unterlagen gesichtet und sowohl die angesetzten Regelwerke als auch ggf. vorhandene Protokolle der Materialuntersuchung und Bauausführung ausgewertet. Nach Haardt [3.76] [3.77] stellt die Dokumentation der Bestandsaufnahme die Grundlage für eine Bestandsanalyse dar. In einer *Bestandsanalyse* stehen die Schadensursachen und Schadensmechanismen sowie die durchzuführenden Sanierungsmaßnahmen im Fokus, vgl. auch [3.5].

2.7.1.2 Inspektionen und Materialprüfung

Unsicherheiten in den Eingangswerten können durch eigene Inspektionen und Untersuchungen reduziert werden. So dienen visuelle Inspektionen der Schadenslokalisierung und qualitativen Beurteilung. Durch zerstörungsfreie und zerstörende Materialuntersuchungen werden Widerstandsgrößen quantitativ bewertet, vgl. auch Abs. 3.3.3.

Auch ein gut ausgeführtes Tragwerk sollte während seiner Nutzungszeit überwacht werden. Nicht nur die bei der Herstellung obligatorischen Überwachungen sind erforderlich, sondern auch durch regelmäßige Inspektionen sollten nutzungs- und alterungsbedingte Schäden frühzeitig erkannt und behoben werden. Gerade für den Offshore-Bereich wurde versucht, unter dieser Vorgabe Inspektionsintervalle festzulegen, z. B. [2.186], [2.287], [2.80], [2.81], [2.123] und [2.114]. [2.344] greift diese Ansätze auf und transferiert sie auf die Randbedingungen bei Straßenbrücken. Für Ermüdungsuntersuchungen gibt [2.58] den in Bild 2-51 dargestellten Ereignisbaum für die Inspektion und mögliche Versagenszustände an. Die darin enthaltenen Werte der Versagenswahrscheinlichkeiten P_i sind für ein Zahlenbeispiel mit konventionellen Methoden nach Ditlevsen unter Vorgabe der Ermüdungsrisslängen $a(t)$ und der Inspektionszeitpunkte t_{insp} bestimmt worden. In [2.298] finden sich Ereignis- und Entscheidungsbäume für risikobasierte Inspektionsplanung.

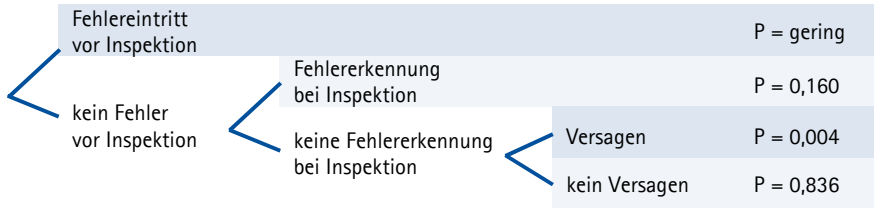


Bild 2-51: Ereignisbaum für Inspektion und Versagen am Beispiel einer Stahlermüdung

Die Ergebnisse der Inspektionen bzw. die daraus abgeleiteten Bewertungen sind hochgradig subjektiv. Nur in wenigen Fällen liegen objektive Kriterien vor. In der Regel sind die Einschätzungen des Gutachters von seiner persönlichen Erfahrung, seinem Wissensstand über die schädigungsauslösenden und -beeinflussenden Zusammenhänge und seinem Verantwortungsbewusstsein abhängig, vgl. [3.12], [2.117]. Auf die Möglichkeiten, diese Unsicherheiten in der Qualität der Bauwerksprüfung statistisch zu erfassen, wurde bereits in Abs. 2.2.6 eingegangen.

2.7.1.3 Monitoring

Sofern über das Studium der verfügbaren Unterlagen oder Inspektionen und Materialprüfungen nicht ausreichend Informationen zur Bewertung einer Konstruktion vorliegen, können Strukturmessungen durchgeführt werden. Im Rahmen einer Einzelmessung, periodischer oder kontinuierlicher Messungen können die ergänzenden Informationen zu einer verbesserten Einschätzung des Tragverhaltens und Zustandes führen (siehe auch Abs. 3.3.4 *Structural Health Monitoring und Systemidentifikation*). Dabei sind natürlich die Grundsätze der Sensorinstallation, Messdurchführung und -auswertung sowie eine Reproduzierbarkeit der Messergebnisse zu beachten. Einige Grundlagen werden in [3.139] und [3.132] genannt.

2.7.1.4 Belastungsversuch

Durch i. d. R. einmalige, in definierten Lastschritten aufgebrachte Probelastungen kann die Tragfähigkeit für eine zuvor festgelegte Gültigkeitsdauer (z. B. 10 Jahre) direkt nachgewiesen werden, falls aufgrund fehlender Unterlagen oder vorhandener Schäden kein rechnerischer Nachweis mehr möglich ist (vgl. auch [3.182]). In Deutschland ist dies insbesondere für Hochbauten ein geeignetes und kostengünstiges Verfahren, da bei diesen im Vergleich zu bspw. Brückentragwerken die erforderlichen Einwirkungen deutlich geringer sind. Für kleinere Brücken wurde ein spezielles Belastungsfahrzeug entwickelt, vgl. z. B. [3.70], [3.71] und [3.72].

Die Durchführung und Hintergründe von Probelastungen und damit auch die hier thematisierte Datenermittlung werden in Abs. 3.3.5 *Experimentelle Tragsicherheitsbewertung* näher beschrieben.

2.7.2 Berücksichtigung zusätzlicher Informationen (Updating)

In vielen Bereichen werden statistische Kenngrößen und Funktionen aus der Literatur entnommen. Da diese Werte nicht die besonderen Randbedingungen der untersuchten Problemstellung abdecken können, sind zusätzliche eigene Messungen sinnvoll, um realistischere statistische Grundlagen zu schaffen. Ausgehend von einer allgemein anerkannten Grundgesamtheit – z. B. Variationskoeffizienten für die Betondruckfestigkeit verschiedener Betongüten – können eigene Messwerte genutzt werden, um ein Update der statistischen Kenngrößen durchzuführen. Der sog. *Satz von Bayes* ermöglicht es, durch die Verarbeitung zusätzlicher Informationen die Abschätzung von Wahrscheinlichkeiten zu verbessern. Die theoretischen Hintergründe finden sich bspw. in [2.243], [2.29], [2.185], praktische Anwendungen z. B. auch in [2.58], [2.263], [2.15].

In der *Bayes'schen Statistik* wird bereits vorhandenes Wissen mit später verfügbarer Information zusammengeführt, so dass damit die Kenntnisse über Unsicherheiten aktualisiert werden. Mit immer mehr zur Verfügung stehenden Informationen werden genauere Modell- und Verteilungsansätze der Eingangsparameter möglich. Daher erleichtert der Ansatz nach *Bayes* nicht nur die Aktualisierung der Verteilungsparameter, sondern hilft auch, die Modellauswahl zu verbessern, vgl. [3.216].

Das *Bayes-Verfahren* basiert auf dem Konzept der bedingten Wahrscheinlichkeiten: Die Wahrscheinlichkeit, dass ein Ereignis A (z. B. lokales oder globales Versagen) unter der Bedingung des Ereignisses E (z. B. Untersuchung) eintritt, wird geschrieben als $P(A|E)$ und ist durch Gl. (2-86) bis Gl. (2-88) definiert.

$$P(A \cap E) = P(E|A) \cdot P(A) \quad \text{Multiplikationssatz} \quad (2-86)$$

$$P'' = P(A|E) = \frac{P(A \cap E)}{P(E)} \quad \begin{array}{l} \text{bedingte Wahrscheinlichkeit} \\ \text{(bei stochastischer Unabhängigkeit)} \end{array} \quad (2-87)$$

$$P(A|E) = \frac{P(E|A) \cdot P(A)}{P(E)} \quad \text{Satz von Bayes} \quad (2-88)$$

- $P(A)$ a priori-Wahrscheinlichkeit,
Wahrscheinlichkeit für A bevor E berücksichtigt wird
- $P(A|E)$ a posteriori-Wahrscheinlichkeit,
Wahrscheinlichkeit für A nachdem Ereignis E beobachtet wird
- $P(E|A)$ Wahrscheinlichkeit für das Eintreten von E, wenn A auftritt
- $1/P(E)$ Normalisierung (hier für das Ereignis A)

In dem Ansatz von *Bayes* wird davon ausgegangen, dass die Parameter einer Verteilung (z. B. Mittelwert oder Standardabweichung) nicht konstant sind, sondern als Variablen mit gewissen Eintrittswahrscheinlichkeiten vorliegen. Diese Parameter werden durch die bedingte Wahrscheinlichkeit abgeschätzt und nehmen erst bei einer ausreichend großen

Datengrundlage annähernd konstante Werte an. Dabei wird für den unbekannten Zustand (z. B. die o. g. Parameter einer Verteilung) i. d. R. die Bezeichnung θ und für den aus Beobachtungen (Messwerten) ableitbaren Kenntnisstand das Merkmal x genutzt. Das Ziel des Bayes'schen Updates besteht darin, die zukünftige Verteilung einer Größe (Prediktordichte $f_Y(x)$) zu ermitteln und dabei Vorinformationen (Priordichte $f_\theta(\theta)$) zu berücksichtigen. Aus einer Stichprobe X kann die sog. Likelihoodfunktion $L(\theta|x)$ bestimmt werden, die das in der Stichprobe enthaltene Wissen über das beobachtete Ereignis X darstellt, vgl. auch Bild 2-52.

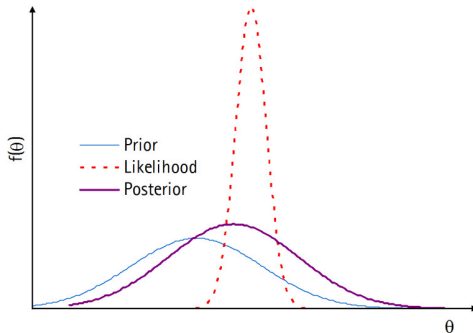


Bild 2-52: Updating von streuenden Größen

Die Posterioridichte $f_\theta(\theta|x)$ wird mit Gl. (2-89) bestimmt. Das Integral im Nenner dient wiederum der Normalisierung, damit die Fläche unter der Verteilungsdichte den Wert „1“ annimmt. Vielfach finden sich in der Literatur auch die Bezeichnungen f'' für die Posteriorwerte und f' für die Priorwerte.

$$f_\theta(\theta | x) = \frac{f_X(x | \theta) \cdot f_\theta(\theta)}{f_X(x)} = \frac{f_X(x | \theta) \cdot f_\theta(\theta)}{\int f_X(x | \theta) \cdot f_\theta(\theta) d\theta} = k \cdot L(\theta | x) \cdot f_\theta(\theta) \quad (2-89)$$

$f_\theta(\theta)$	Priordichte
$f_\theta(\theta x)$	Posterioridichte
$f_X(x \theta)$	ergibt sich aus der Likelihoodfunktion der gemessenen Daten
$L(\theta x)$	Likelihoodfunktion = $\prod f_X(x_i \theta)$
k	Faktor zur Normalisierung

Die gesuchte prädikative Dichte bzw. Prediktordichte $f_Y(x)$ der Zufallsgröße X nach Gl. (2-90) wird aus der Integration des Produktes von Likelihoodfunktion $L(\theta|x) = \prod f_X(x_i|\theta)$ und Posterioridichte $f_\theta(\theta|x)$ ermittelt. Durch diese Integration werden die streuenden Parameter aus der Posterioridichte eliminiert. Diese Herleitungen sind in [2.32] für die praktische Anwendung weiter ausgeführt.

$$f_Y(x) = \int_{-\infty}^{\infty} f_X(x | \theta) \cdot f_\theta(\theta | x) d\theta \quad (2-90)$$

Das Update nach *Bayes* wird in [2.58] und [2.258] zum einen als direktes Update der Versagenswahrscheinlichkeiten $P''(x)$ analog zu Gl. (2-87) angewandt. Zum anderen werden auch die eingehenden messbaren Variablen $f''(\theta|x)$ analog zu Gl. (2-89) modifiziert. Im Rahmen von Materialprüfungen werden gemessene Festigkeitswerte genutzt, um die zuvor verfügbaren Informationen (einer Grundgesamtheit) auf die jeweilige Problemstellung anzupassen. Einige Zahlenbeispiele für das Update von Betondruckfestigkeiten sind z. B. in [2.58] und [2.258] enthalten.

2.7.2.1 Inspektionen

Seit ca. 1973 wird versucht, Messdaten in die Strukturanalyse einzubeziehen, um somit eine *Inspektionsplanung* zu ermöglichen, vgl. [2.80], [2.187], [2.298], [2.305]. Auch durch Inspektionen können bestehende Informationen aktualisiert werden und zu einer verbesserten Bewertung führen. Inspektionsergebnisse können im generischen Format $p_{z_i}(z_i|\theta_i)$ beschrieben werden. Dabei ist z_i das Ergebnis einer Inspektion und t_i stellt einen unsicheren Zustand dar. Durch die Anwendung der *Bayes*-Regel nach Gl. (2-87) bzw. (2-90) wird eine Aktualisierung nach einer weiteren Inspektion zum Zeitpunkt t_{insp} möglich.

$$P(\text{Zustand}|\text{Inspektion}) = \frac{P(\text{Zustand} \cap \text{Inspektion})}{P(\text{Inspektion})} \quad (2-91)$$

Die Wahrscheinlichkeit dafür, dass das Tragwerk zum Zeitpunkt $t > t_{\text{insp}}$ im Zustand t^* ist, wird mit Gl. (2-92) beschrieben, vgl. [3.185] und [2.344]. Somit wird angenommen, dass das Prüfergebnis nur abhängig ist von dem Tragwerkszustand zum Zeitpunkt der Inspektion!

$$p_{\theta_i}(\theta_i = \theta^* | z_i) = \frac{P(g_{\theta^*}(t, X) \leq 0 \cap g_{z_i}(t_{\text{insp}}, X) \leq 0)}{P(g_{z_i}(t_{\text{insp}}, X) \leq 0)} \quad (2-92)$$

$g_{\theta^*}(t, X)$	Grenzzustandsfunktion des vorherigen Zustandes
$g_{z_i}(t_{\text{insp}}, X)$	Grenzzustandsfunktion mit Inspektionsergebnissen
z_i	verfügbare Inspektionsergebnisse

Auch die Modellunsicherheit der Bauwerksprüfer kann nach [2.32] über den *Bayes*-Ansatz behandelt werden. Dabei geht die Expertenmeinung als Priorverteilung und eine Stichprobe als Likelihoodfunktion (Prediktorverteilung) ein. Dies sollte nach Einschätzung des Verfassers jedoch eher den *Human Factors* zugeordnet werden, vgl. Abs. 2.2.6.

2.7.2.2 Belastungsversuch

Experimentelle Tragsicherheitsbewertungen durch Belastungsversuche werden bei Tragwerken i. d. R. genutzt, um die Tragfähigkeit direkt nachzuweisen. Die Hintergründe und die Vorgehensweise werden an späterer Stelle beschrieben, vgl. Abs. 3.3.5. An dieser Stelle soll jedoch bereits auf das *Bayes'sche* Updating bei Belastungsversuchungen eingegangen werden. Die damit erzielten Informationen können zusätzlich genutzt werden, um Widerstandsparameter zu modifizieren und eine Tragwerksneubewertung durchzuführen. Für diese Arbeitsschritte finden sich in [3.115], [3.58] und [3.43] entsprechende Angaben.

Ein praktikabler Ansatz für die Integration einer Probelastung innerhalb einer Zuverlässigkeitsanalyse wurde von [2.279] entwickelt. Dabei wird die Widerstands-Wahrscheinlichkeitsdichte f_R im unteren Quantilbereich an der Stelle des Lastniveaus s_P der Probelastung gestützt (für eine deterministische Probelastung) bzw. der untere Bereich durch die weniger streuende Verteilungsdichte der Probelastung substituiert, vgl. Bild 2-53. Diese Methode wurde auch von weiteren Autoren genutzt (*Spaethe* [3.172] [3.173], *Val & Stewart* [2.312], *Faber* [3.43], *JCSS* [2.158], *Rücker et al.* [2.258], *Manleitner et al.* [3.109]).

Ein Update ist nur unter der Annahme zulässig, dass die Probelastung einen probabilistischen Charakter aufweist [2.209]. Einer Probelastung liegt eine besondere Belastungssituation zu Grunde, die nicht mit den üblichen Bemessungseinwirkungen im ULS zu vergleichen ist und diese auch nicht versuchstechnisch abdecken kann. Dennoch liefert eine Probelastung wertvolle Informationen über das Tragverhalten, mit denen eine Neubewertung des Tragwiderstandes durchgeführt werden kann. Innerhalb eines *Bayes*-Updating wird das probabilistische Modell der Widerstandsgrößen im unteren Quantilbereich durch das genauer erfassbare Modell der Probelastung verbessert, vgl. Bild 2-53. Dabei wird die Verteilungsdichte des Widerstandes f_R' unterhalb der Prüflast s_P durch die weniger streuende Verteilungsdichte der Probelastung f_{SP} ausgetauscht. Dadurch verringert sich die Streuung der neuen Verteilungsdichte des Widerstandes f_R'' , vgl. Bild 2-53.

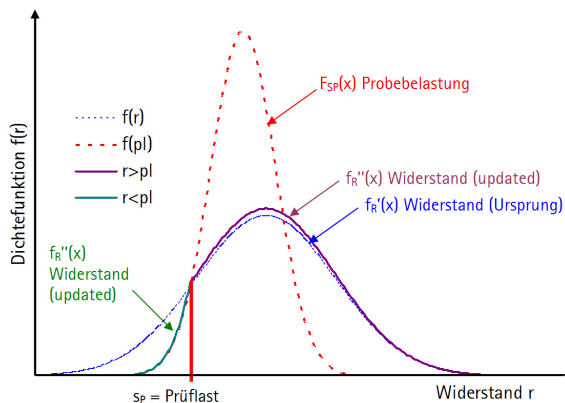


Bild 2-53: Einfluss einer Probelastung auf die Verteilungsdichte des Tragwerkswiderstands

Mathematisch kann dieses Vorgehen mit Gl. (2-93) beschrieben werden. Etwas abgewandelte Formulierungen finden sich in [3.172], [3.173] und [2.258].

$$f_R^{II}(x) = \begin{cases} f_R^I(x) / (1 - F_R(s_p) + F_{S_p}(s_p)) & \text{für } x > s_p \\ f_{S_p}^I(x) / (1 - F_R(s_p) + F_{S_p}(s_p)) & \text{für } x \leq s_p \end{cases} \quad (2-93)$$

$f_R^{II}(x)$	verbesserte Verteilungsdichte des Widerstands R für Lastwerte x
$f_R^I(x)$	Verteilungsdichte des Widerstands R für Lastwerte x
$f_{S_p}^I(x)$	Verteilungsdichte der Probelastung S_p für Lastwerte x
$F_R(s_p)$	Verteilungsfunktion des Widerstands R für die Prüflast s_p
$F_{S_p}(s_p)$	Verteilungsfunktion der Probelastung S_p für die Prüflast s_p

Mit Gl. (2-94) wird in [3.173] zudem beschrieben, wie von den Probelastungen an einigen geprüften Bauelementen auf die Tragfähigkeit von nicht geprüften Bauelementen aus der gleichen Grundgesamtheit geschlossen werden kann. Der Nenner hat dabei wiederum nur eine Normierungsfunktion, vgl. auch [3.71]. Für stochastisch unabhängige Versuche der Anzahl n kann die Likelihoodfunktion mit Gl. (2-95) bestimmt werden, falls bei den Probelastungen kein Versagen eintritt ($R_i > s_{pi}$). Auf die Übertragbarkeit der Ergebnisse von getesteten auf nicht-getestete Bauteile über Ähnlichkeitsmechanik wird auch in Abs. 3.4.6 auf Seite 158 eingegangen.

$$f_R^{II}(x) = f_{\Theta}^{II}(\theta) = \frac{L(z|\theta) \cdot f_{\Theta}^I(\theta)}{\int_{-\infty}^{\infty} L(z|\theta) \cdot f_{\Theta}^I(\theta) d\theta} \quad (2-94)$$

$f_{\Theta}^{II}(\theta)$	Verteilungsdichte der Posteriorverteilung für einen zufälligen Parameter Θ , die sich nach Berücksichtigung der Stichprobe z ergibt
$f_{\Theta}^I(\theta)$	Verteilungsdichte der Priorverteilung für einen zufälligen Parameter Θ vor dem Versuch
z	Stichprobenergebnisse
$L(z \theta)$	Likelihoodfunktion: Wahrscheinlichkeit, das Stichprobenergebnis zu beobachten, wenn $\Theta = \theta$ ist

$$L(z|\theta) = \prod_{i=1}^n P_i \quad (2-95)$$

$$P_i = \begin{cases} f_R(s_{pi}|\theta) & \text{falls } s_{pi} = R_i \quad i = i \\ 1 - F_R(s_{pj}|\theta) & \text{falls } s_{pj} = R_j \quad i = j \end{cases}$$

$f_R(s_{pi} \theta)$	Verteilungsdichte des Widerstands R für das Lastniveau s_{pi} der Probelastung unter der Voraussetzung, dass $\Theta = \theta$ ist
$F_R(s_{pj} \theta)$	Verteilungsfunktion des Widerstands R für das Lastniveau s_{pj} der Probelastung unter der Voraussetzung, dass $\Theta = \theta$ ist

2.7.2.3 Beanspruchungshistorie

Sobald ein Tragwerk bereits über einen Zeitraum T ohne erkennbare Schädigungen besteht, kann davon ausgegangen werden, dass der Tragwerkswiderstand größer als die bisher aufgetretenen maximalen Beanspruchungen gewesen ist. Mit diesem Wissen darf die Verteilungsfunktion des Tragwerkswiderstandes zur Zeit T aktualisiert werden. Damit kann sogar davon ausgegangen werden, dass das schadensfreie, überprüfte bestehende Tragwerk in vielen Belangen besser eingestuft werden darf, als ein vergleichbarer Neubau, vgl. [2.258] und den Verlauf der *Hazard Function* in Bild 2-7 auf Seite 21. Dies lässt sich durch die bei Neubauten i. d. R. nur sehr ungenau zu bestimmenden Einwirkungs- bzw. Beanspruchungsgrößen begründen, die bei Bestandsbauwerken aus ihrer Historie heraus besser abzuschätzen sind, vgl. auch [2.312] [2.313].

2.7.2.4 Gebrauchstauglichkeit / Dauerhaftigkeit

Durch aktualisierte, am Bauwerk ermittelte Informationen sind genauere Abschätzungen der Lebensdauer möglich. Wird bspw. die Korrosionsentwicklung über einen längeren Zeitraum – beginnend mit der Initialisierungsphase und fortschreitend mit der Degradierung, vgl. Abs. 2.5.2 – überwacht, so kann die Tragwerkszuverlässigkeit periodisch neu bewertet werden, vgl. Bild 2-54.

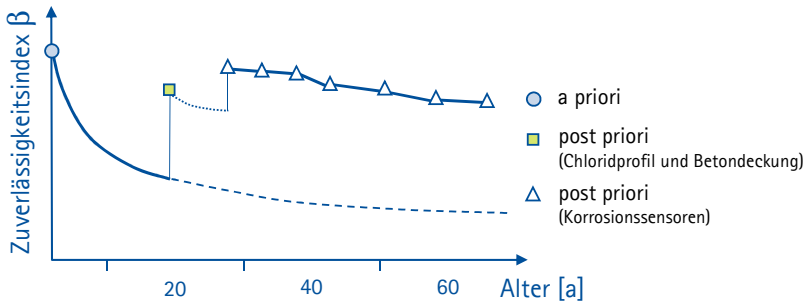


Bild 2-54: Update der Tragwerkszuverlässigkeit im Hinblick auf Bewehrungskorrosion durch Untersuchungen am Tragwerk nach [2.182] (ohne Instandsetzung)

Dafür sind unterschiedliche Überwachungsverfahren einsetzbar, vgl. Bild 2-55. In *LifeCon* [2.182] und [2.264] werden diese Sachverhalte näher ausgeführt.

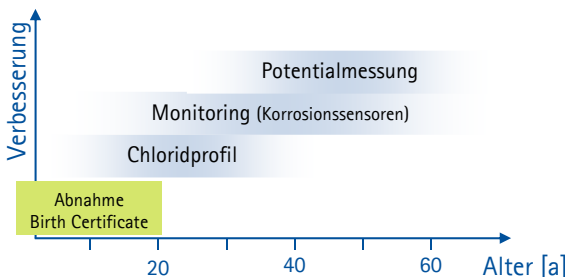


Bild 2-55: Methoden zur Überwachung der Korrosionsentstehung und des Korrosionsfortschritts nach [2.182]

2.8 Angewandte Zuverlässigkeitsanalyse

Insofern sich die Sätze der Mathematik auf die Wirklichkeit beziehen, sind sie nicht sicher, und insofern sie sicher sind, beziehen sie sich nicht auf die Wirklichkeit.

Albert Einstein in „Geometrie und Erfahrung“

2.8.1 Stufen der Zuverlässigkeitsanalyse

Eine ingenieurtechnische Tragwerksbemessung zielt darauf ab, die auf eine Tragkonstruktion wirkenden Beanspruchungen zuverlässig, d. h. mit einer akzeptablen Versagenswahrscheinlichkeit, aufnehmen zu können. Dafür sind sinnvolle Annahmen über die Einwirkungen, deren Umrechnung in Tragwerksbeanspruchungen (ggf. mit Übertragungsfunktionen) und letzten Endes eine Gegenüberstellung mit dem Tragwiderstand erforderlich. Um dieses Bemessungskonzept umzusetzen, werden Annahmen hinsichtlich der anzusetzenden Sicherheitsbeiwerte, der Quantilwerte der Einwirkungs- und Widerstandsgrößen sowie deren Bemessungswerte getroffen. Dabei liegen für die Parameter des Tragwiderstandes bereits relativ abgesicherte Erkenntnisse vor, die Einwirkungen hingegen beinhalten noch sehr große Unsicherheiten. In einer konventionellen Bemessung (ULS) werden die zukünftigen Einwirkungen auf das Tragwerk zunächst abgeschätzt. Durch Multiplikation der Einwirkungen und Division der Tragwerkswiderstände mit einem Beiwert $> 1,0$ werden Bemessungswerte bestimmt. Letzten Endes muss der Tragwerkswiderstand größer als die einwirkenden Beanspruchungen sein. Auf dieser Bemessungsgrundlage wurden und werden viele Tragwerke schadensfrei erstellt. Jedoch sind die Sicherheitsabstände zum Tragwerksversagen unbekannt, so dass zum einen eine inakzeptabel geringe oder zum anderen eine unwirtschaftlich hohe Zuverlässigkeit resultieren kann.

Demgegenüber wird versucht, mit zuverlässigkeitstheoretischen Ansätzen eine Aussage über die vorhandenen Versagenswahrscheinlichkeiten zu erhalten. Die wesentlichen Vorteile dieser probabilistischen Herangehensweise sind

- (a) die eingehenden Größen werden als stochastische Parameter behandelt,
- (b) die Verteilungsparameter ersetzen unbekannte oder stark vereinfachte Sicherheitsbeiwerte,
- (c) Zuverlässigkeits- und Risikoanalysen werden möglich.

Zuverlässigkeitstheoretische Ansätze finden mittlerweile vielfältige Anwendungsgebiete. Abhängig von den in der Bemessung verwendeten Daten werden die in Tabelle 2.29 genannten drei Bemessungsstufen Level I bis Level III unterschieden, die z. T. auch als Gradmesser der Genauigkeit angesetzt werden (Level of Sophistication) [H.8], [2.280]. Die vierte Bemessungsstufe (Level IV) nutzt die Verfahren der Stufe II und III und verknüpft diese mit ökonomischen Ansätzen mit dem Ziel, kostenoptimierte Ergebnisse zu erhalten. Damit liegt mit Level IV ein risikobasiertes Konzept vor. Durch die Variation des Zuverlässigkeitsindex bzw. der Teilsicherheitsbeiwerte in Abhängigkeit der Schadensfolgen wird auch bereits mit Level II ein risikobasiertes Sicherheitskonzept bereitgestellt.

Tabelle 2.29: Stufen der zuverlässigkeitstheoretischen Bemessung

Level IV	Risikobasiertes Konzept (quantitativ)
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ wie Level III, jedoch Einbeziehung der Versagenskonsequenzen (Kosten)
Level III	Probabilistisches Konzept
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ verwendet Wahrscheinlichkeitsverteilungen für Einwirkungs- und Widerstandsgrößen ▪ explizite Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit
Level II	Semi-probabilistisches Konzept
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ basiert auf der Versagenswahrscheinlichkeit ▪ verwendet Mittelwerte und Variationskoeffizienten der Einwirkungs- und Widerstandsgrößen ▪ durch Variation von β bzw. Teilsicherheitsbeiwert in Abhängigkeit der Schadensfolgen bereits vereinfachtes risikobasiertes Sicherheitskonzept möglich (qualitativ)
Level I	Deterministisches Konzept
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ konventioneller Bemessungsansatz mit Teilsicherheitsbeiwerten ▪ basiert auf deterministischem Konzept und verwendet Einzelwerte (Quantilwerte) der Einwirkungs- und Widerstandsgrößen ▪ setzt Tragwerksversagen voraus, wenn die Beanspruchung den Tragwerkswiderstand überschreitet



2.8.2 Theorie und Praxis

Die Versagenswahrscheinlichkeit verändert sich im Laufe der Zeit durch Alterung und Änderung der Umgebungsbedingungen. In vielen Literaturquellen zur Risiko- und Zuverlässigkeitsanalyse wird eine deutliche Diskrepanz zwischen dem theoretischen Ansatz und der praktischen Umsetzung einer probabilistischen Tragwerksanalyse benannt. Die Ursachen für diese Diskrepanz entstehen daher, dass

- keine allgemein anerkannten Kriterien zur Quantifizierung der Zuverlässigkeit und des Risikos vorhanden sind,
- keine robusten und anwendungsorientierten probabilistischen Methoden für die Bemessung von unikatigen Tragwerken durch praktisch tätige Ingenieure bestehen,
- nur in Ausnahmefällen eine ausreichende Datengrundlage für das zu untersuchende Tragwerk vorliegt,
- probabilistische Untersuchungen nicht finanziert werden,
- ein Misstrauen und eine Voreingenommenheit gegenüber wahrscheinlichkeitsorientierten Konzepten vorliegen und
- deutlich wird, dass jedes Tragwerk eine quantifizierbare Versagenswahrscheinlichkeit aufweist.

Mit einer probabilistischen Berechnung kann die Bauteil- und Tragwerkszuverlässigkeit objektiv bestimmt werden. Aber – und dies sollte jedem Anwender bewusst sein – diese probabilistischen Berechnungen sind nur so genau wie ihre Eingangswerte. Hingegen

suggestieren probabilistische Ansätze in Finite-Element-Rechnungen eine Genauigkeit, die bei differenzierter Betrachtung der stochastischen Eingangsgrößen i. d. R. nicht haltbar ist. Praxisnahe Anwendungen, in denen sich durch die Anwendung probabilistischer Verfahren in erster Linie ein wirtschaftlicher Vorteil erhofft wird, berücksichtigen oftmals nicht die Wechselwirkungen innerhalb dieser Methoden. Somit werden bspw. Widerstandsgrößen genauer erfasst und damit geringere Teilsicherheitsbeiwerte hergeleitet. Dass sich durch die Verringerung der Streuungen der Widerstandsseite auch deren Wichtung innerhalb der Analyse verringert und somit ggf. nicht mehr mit den zuvor festgelegten Wichtungsfaktoren $\alpha_E = -0,7$ und $\alpha_R = 0,8$ gerechnet werden darf, wird dabei oft vernachlässigt.

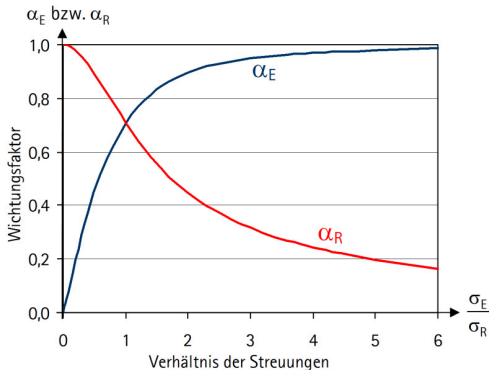


Bild 2-56: Abhängigkeit der Wichtungsfaktoren α vom Verhältnis der Streuungen von Beanspruchung und Beanspruchbarkeit aus [H.9]

Bei Verwendung von $\beta = 3,8$ werden mit den genannten festen Wichtungsfaktoren Streuungsverhältnisse σ_E/σ_R in den Grenzen $0,16 \leq \sigma_E/\sigma_R \leq 7,60$ abgedeckt, vgl. Bild 2-57 und [R.15] Gl. (C.7). Für weitere Zielzuverlässigkeitsindizes im ULS und SLS gibt [2.274] tabellarisch die Grenzverhältnisse der Standardabweichungen an. Falls die Grenzen für das Streuungsverhältnis σ_E/σ_R nicht eingehalten werden, sind zusätzliche Wichtungsfaktoren zu berücksichtigen, vgl [2.131] und [2.274].

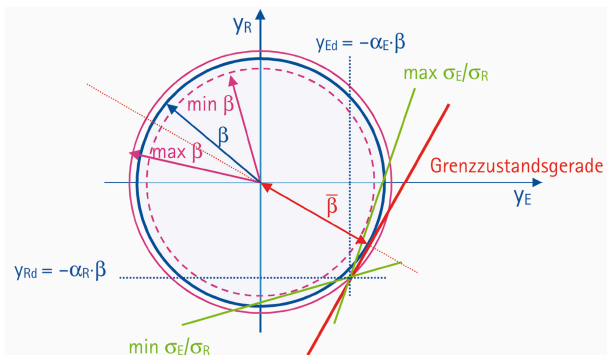


Bild 2-57: Globale Wichtungsfaktoren im standard-normalen Raum

Ein weiterer Aspekt besteht darin, dass praxisnahe Verfahren wie bspw. FORM in den meisten Anwendungsfällen lediglich für vergleichende Untersuchungen sinnvoll sind. Genauere zuverlässigkeitstheoretische Verfahren sind zumeist mit extensiven Zeit- und Rechenressourcen verbunden, sie sind „teuer“.

Zahlreiche Forschungsarbeiten belegen, dass die Wahl der statistischen Basisvariablen und Verteilungen in einem hohen Maße die Ergebnisse der probabilistischen Berechnung beeinflussen, vgl. z. B. [H.8]. Versagenswahrscheinlichkeiten werden i. d. R. für extreme Quantilen auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite bestimmt, siehe Bild 2-58 oben. Der nur ungenau zu beziffernde Modellfaktor der eingehenden Beanspruchungs- und Widerstandsmodelle, Korrelationen der Eingangsparameter sowie Systemzusammenhänge, die z. B. im Rahmen einer Fehlerbaumanalyse vorausgesetzt werden, sind wesentliche aber oftmals auch unnahbare Parameter.

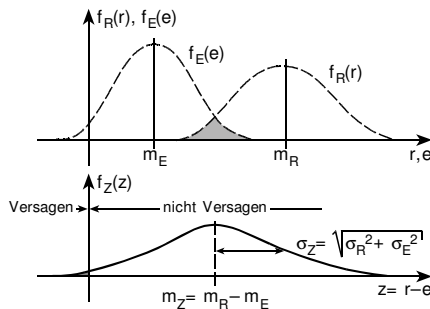


Bild 2-58: Verteilungsdichten für die Beanspruchung E , die Beanspruchbarkeit R und den Sicherheitsabstand Z aus [H.8]

In der zuverlässigkeitstheoretischen Betrachtung der Versagenswahrscheinlichkeit wird zwischen der „totalen“ und der „operativen“ Versagenswahrscheinlichkeit unterschieden. Die *totale Versagenswahrscheinlichkeit* entspricht der real zu erwartenden Wahrscheinlichkeit des Tragwerkversagens, bei der auch durch menschliches Handeln induzierte Fehler berücksichtigt werden. Die *operative Versagenswahrscheinlichkeit* hingegen ist eine theoretische Rechengröße, die zu Vergleichen und normativen Festlegungen genutzt wird.

In einer Risikobetrachtung gehen *operative Versagenswahrscheinlichkeiten* ein. Hinzu kommen die Versagensfolgekosten C_f , die in einem Produktansatz mit ihrer Auftretenswahrscheinlichkeit das operative Risiko ergeben, vgl. Gl. (2-96) und Gl. (2-1). Definitionsgemäß wird ein Bauwerk als sicher eingestuft, falls das Risiko für Leib und Leben R kleiner ist als das Grenzkrisiko R_{lim} . Sowohl die Versagenswahrscheinlichkeit P_f als auch das Risiko R sind weiterhin operative Größen, da die menschlichen Fehlhandlungen nicht einfließen und durch andere Mechanismen zu berücksichtigen sind, vgl. Abs. 2.2.6. Hingegen werden im *Human Factor Design* auch die menschlichen Fehlhandlungen berücksichtigt. Diese gehen bspw. in Form von Handlungsanweisungen etc. in die Sicherheitsbetrachtungen mit ein (\rightarrow [1.7] und Abs. 8.2).

$$R = C_f \cdot P_f \leq R_{lim} \quad (2-96)$$

Das normativ festgelegte (Teil-)Sicherheitskonzept für das Bauwesen DIN 1055-100 [R.8], [2.131] basiert auf Versagenswahrscheinlichkeiten P_i . Obwohl dieser Sachverhalt nicht eindeutig beschrieben und seitens des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) weder eine akzeptierte Versagenswahrscheinlichkeit P_i , noch ein Zielzuverlässigkeitsindex β (\rightarrow *target reliability*, Abs. 2.1.5) geregelt wird, besteht darin auf internationaler Ebene Konsenz. In der weiteren Entwicklung ist absehbar, dass in diesem Sicherheitskonzept risiko- und lebensdauerorientierte Ansätze integriert werden, die z. B. in EN 1990 [R.15] angegeben und auch im *Model Code 2010* [2.93], [2.94] bereits aufgenommen worden sind.

Die Versagensfolgekosten C_f sind realitätsnah zu bewerten, vgl. auch Abs. 4.2. Das Grenzkrisiko R_{lim} ist unter Berücksichtigung sozio-ökonomischer Aspekte wie z. B. des ALARP-Prinzips (\rightarrow 2.1.5 und 2.1.2) festzulegen.

2.8.3 Grundsätze für die Sicherheit von Bauwerken

Bereits in der Historie haben Menschen versucht, Bauwerke möglichst sicher und dennoch wirtschaftlich auszulegen. Das sozialverträgliche und finanzielle Risiko führte zu immer optimierteren Tragstrukturen. Die Theorie für eine zuverlässigkeitstheoretische Herangehensweise an die Erstellung von Baukonstruktionen wurde bereits Anfang des 20. Jahrhunderts gelegt, vgl. z. B. [H.8]. In heutiger Zeit werden probabilistische Ansätze verstärkt eingesetzt, um einerseits die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Systemen und Systemkomponenten realistischer bewerten zu können. Bei entdeckten Planungs- und Herstellungsmängeln werden auf diese Weise mögliche Optimierungen genutzt, um unter ungünstigen Randbedingungen eine ausreichende Tragwerksicherheit zu belegen. Andererseits müssen die vorhandenen Ressourcen für erforderliche Instandsetzungs- und Erhaltungsmaßnahmen ökonomisch eingeplant werden. Weltweit laufen derzeit aktuelle Forschungen im Bereich der Risiko-, Zuverlässigkeits- und Sicherheitsbewertung. Ein Beispiel für eine klassierte Risikobewertung in Matrixform wird in [2.246] angegeben. Ein pragmatischer Ansatz wird getroffen, indem Risikoklassen in logarithmischer Abhängigkeit von der Anzahl der jährlich betroffenen Personen angegeben werden, vgl. ALARP.

Für eine fundierte Risikoanalyse sind qualifizierte Eingangsparameter wesentlich. Allen voran steht die Definition eines gesellschaftlich akzeptierten Grenzkrisikos (vgl. Abs. 2.1.2). Bekannte und unbekannte Versagensfolgen sind zu analysieren, zu beschreiben und zu bewerten, um eine Grundlage für eine Risikobetrachtung zu erhalten. Monetär zu bewertende Versagensfolgen dienen der ökonomischen Optimierung des Gesamtrisikos. Dafür bestehen zwar die numerischen Modelle, abgesicherte Eingangswerte und nachvollziehbare Kriterien zur Bewertung des Risikos hingegen sind nicht bzw. nur unzureichend verfügbar. In allen Risikobetrachtungen geht als wesentliches Merkmal der Unsicherheit der „Faktor Mensch“ ein. Der Einfluss menschlicher Fehler auf die Sicherheit sowie die Entwicklung und Verbesserung von Strategien zur Reduzierung von menschlichen Fehlern ist noch ungenügend erforscht (\rightarrow Abs. 2.2.6). In allen probabilistischen Ansätzen führt die ungenaue Modellbildung zu Modellunsicherheiten (\rightarrow Abs. 2.4) auf die im Rahmen der probabilistischen Analysen zumeist die größten Wichtungen entfallen. Eine möglichst genaue Abbildung der Realität und damit eine Reduzierung dieser Modellunsicherheiten ist daher wesentlich für sichere und optimierte Risikobewertungen. Selbstverständlich sind auch die weiteren Eingangsparameter auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite möglichst genau zu erfassen und geeignet statistisch abzubilden. Dass

dabei im besonderen Maße auf die Anpassung der unteren Quantilwerte der Widerstandsvariablen und der oberen Quantilwerte der Einwirkungsvariablen zu achten ist, sollte mit Verweis auf Bild 2-58 auf Seite 105 deutlich sein.

2.8.4 Bestandsbauten

Aus wirtschaftlicher und sozialer Sicht wird die Untersuchung und Bewertung von Bestandsbauten immer wichtiger. Obwohl Konsenz darüber besteht, dass sich eine Beurteilung der Tragsicherheit von Bestandsbauten gegenüber Neubauten deutlich unterscheidet, wird dies in bestehenden Regelwerken nur teilweise berücksichtigt. In vielen Ländern bestehen bereits Regelwerke für den Umgang mit Bestandsbauten. So wurden diese bereits z. B. in den USA, Kanada, Schweiz und UK [2.58] mit unterschiedlichem Detaillierungsgrad entwickelt. Jedoch liegen nur wenige allgemein anwendbare und normenähnliche Quellen vor. In den Niederlanden bspw. werden probabilistische Methoden genutzt, um die Unterschiede gegenüber Neubauten herauszustellen. In diesen Methoden gehen insbesondere die relativ hohen Kosten für eine Steigerung der Zuverlässigkeit von Bestandsbauten, die i. d. R. kürzere Restlebensdauer sowie die zusätzlich verfügbaren Informationen ein.

In Deutschland wird derzeit an einem Merkblatt für Bestandsbauten gearbeitet [2.97]. Für Bestandsbauten liegen deutlich mehr Informationen über den Bauwerkszustand und seine Beanspruchung z. B. aus früheren und aktuellen Inspektions- oder Instandhaltungsmaßnahmen vor. Diese Zusatzinformationen können für ein Update (→ *Bayes*, Abs. 2.7.2) genutzt werden, um ein angepasstes Sicherheitsniveau festzulegen. Seit einigen Jahren sind für verschiedene Typen von Bestandsbauten Anpassungen im Gange. Somit wurden z. B. für die Nachrechnung von Brücken (→ Literatur siehe Abs. 6.8.2), für den experimentellen Tragsicherheitsnachweis (→ Abs. 3.3.5) oder allgemein für Bauwerke, deren planmäßige Nutzungsdauer angepasst oder verlängert werden soll formelle Rahmen gesetzt. Alle diese Ansätze basieren auf probabilistischen Betrachtungen.

Für die Einschätzung der Restlebensdauer bestehender Bauwerke hat eine Zuverlässigkeitsbeurteilung eine große ökonomische Bedeutung. Für diese Bauwerke werden *Bayes'sche* Ansätze genutzt, d. h. die nach der Herstellung und Nutzung vorhandenen Kenntnisse über Festigkeiten und Systemverhalten gehen in weitere Untersuchungen ein (→ Abs. 2.7.2). Mit der *Bayes'schen Entscheidungstheorie* wird eine Beurteilung und Optimierung von Bauwerksüberprüfung und -unterhalt möglich, vgl. [2.297], [2.198]. Durch Bestandsaufnahmen (Materialprüfungen, Bauwerksmessungen und Monitoring, Belastungsversuche → Abs. 2.7) können die tatsächlich vorhandenen Werte für viele mechanische Größen ermittelt werden. Damit werden objektbezogene stochastische Größen ermittelt, deren Streuungen i. d. R. geringer als in den auf eine Grundgesamtheit bezogenen Planungsansätzen sind. In den probabilistischen Analysen verbleiben nach Reduzierung der Streuungen für die ständigen Einwirkungen, die Widerstandsgrößen und ggf. auch des Widerstandsmodells die nicht bzw. unzureichend erfassbaren veränderlichen und außergewöhnlichen Einwirkungen. Mit ihren im Vergleich großen Streuungen dominieren sie die probabilistische Auswertung, d. h. ihr Einfluss auf das Ergebnis der probabilistischen Rechnung – ihre „Wichtung“ – wird bei Bestandsbauwerken größer sein, als bei Neubauten. Auf der Widerstandsseite sind die zeitvarianten chemischen und mechanischen Degradationen zu berücksichtigen. Für diese Berechnungen liegen bisher einige Ansätze vor, vgl. [2.87] und [1.3]. Die Auftrittswahrscheinlichkeiten der veränderlichen und außergewöhnlichen Einwirkungen sind abhängig von der Restnutzungsdauer

(Bezugszeitraum). Somit sind auch die Grenzwerte der Versagenswahrscheinlichkeit dem verringerten Bezugszeitraum anzupassen, vgl. Bild 2-8 auf Seite 25.

Grundsätzlich können Bestandsbauwerke hinsichtlich ihrer Zuverlässigkeit zunächst wie Neubauten eingestuft werden. Jedoch sind Veränderungen der Zielzuverlässigkeiten möglich, da

- die Kosten zur Erhöhung der Zuverlässigkeit von Bestandsbauwerken deutlich höher sein können, als die für die gleiche Zuverlässigkeit bei einem Neubau in der Planungsphase anfallenden Kosten;
- durch eventuelle Umnutzungen veränderte Schadensfolgeklassen resultieren;
- ggf. auch verringerte Zuverlässigkeitsanforderungen (Restnutzungsdauer) zugelassen werden

Für eine sachgerechte Bewertung von Bestandsbauwerken sind daher wesentliche Randbedingungen zu berücksichtigen:

- geplante Restnutzungsdauer,
- geplante Nutzung bzw. Nutzungsänderungen,
- Gefahrenszenario,
- Sicherheitsplan: ordnet die Sicherheitsmaßnahmen zur Bewältigung der definierten Gefährdungsszenarien,
- Liste akzeptierter Risiken (LAR) und
- Update der Informationen.

Ein dreistufiger Bewertungsablauf für Bestandsbauten wird mit Bild 2-59 aufgezeigt. In der ersten Phase werden visuelle Bestandsaufnahmen durchgeführt. Eine Sichtung der Bestandsunterlagen gibt Aufschlüsse über die Berechnungsannahmen und eventuelle zwischenzeitliche Abweichungen von diesen. In der zweiten Phase werden Widerstandsparmeter z. B. über zerstörungsfreie Prüfungen am Bauwerk festgestellt. Mit diesen Werten sind erste Anpassungen (→ Bayes) der Materialparameter möglich. Mit erweiterten statischen oder dynamischen Berechnungsmethoden (z. B. nichtlineare Analysen) wird das Tragverhalten realer erfasst. Mit ersten probabilistischen Analysen wird bereits in Phase II die Zuverlässigkeit des Tragwerks abgeschätzt. Sofern am Ende der zweiten Phase eine unzureichende Zuverlässigkeit festgestellt wird, kann dem z. B. durch intensiveres Monitoring, Lastreduzierungen, Verstärkungen oder sogar Teilersatz begegnet werden. Sind diese Einzelmaßnahmen jedoch nicht ausreichend, so tritt Phase III ein. Während die Entscheidungen in den Phasen I und II noch vom Bauwerkseigentümer zu vertreten sind, werden in der dritten Phase Experten hinzugezogen, um diese Aufgabe zu übernehmen. Bei größeren Tragwerken entscheidet ein Expertenteam auf Grundlage der in den vorherigen Phasen gesammelten Informationen über das weitere Vorgehen.

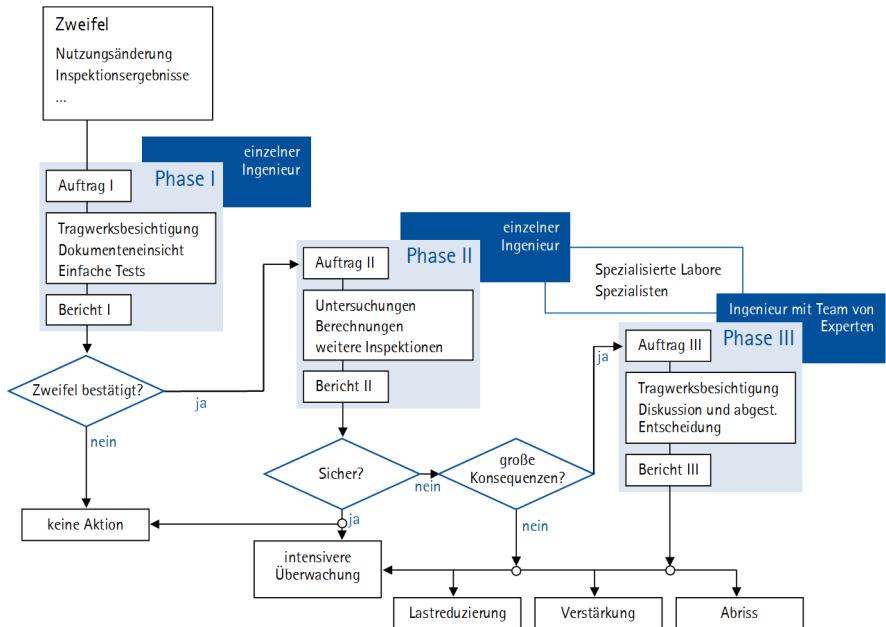


Bild 2-59: Dreistufiger Bewertungsansatz für Bestandsbauwerke nach [2.58]

2.8.5 Lebensdauerprognosen

Prognosen sind schwierig, besonders wenn sie die Zukunft betreffen

zugeschrieben Karl Valentin, Mark Twain, Winston Churchill u. a.

Strategien zur Instandhaltung sind sehr vielfältig. In seiner rein theoretisch angelegten Beschreibung zeigt [2.252] sehr deutlich die Anfänge der Erneuerungstheorie und die Entwicklung der anzusetzenden statistischen Lebensdauerverteilungen auf. So wurden zwischen 1935 und 1960 insbesondere von *Weibull* und *Gumbel* Extremwertverteilungen als Lebensdauerverteilungen analysiert. Weitere Autoren zeigten, dass in gewissen Situationen aber auch die Familien der Normalverteilungen und die der Gammaverteilungen als Wahrscheinlichkeitsmodelle für die Länge der Lebensdauer in Betracht kommen.

Für die Beliebtheit der Exponentialverteilungen (in erster Linie Doppel exponentialverteilungen, sog. „Gumbelverteilung“) und ihre weite Verbreitung in Zuverlässigkeitsuntersuchungen können drei wesentliche Gründe genannt werden:

- Bei exponentialverteilten Lebensdauern addieren sich die Ausfallraten. (Die Ausfallrate ist eine bedingte Ausfallwahrscheinlichkeit.)
- Das Ziehen von Stichproben aus exponentialverteilten Lebensdauerkollektiven und die Auswertung dieser Stichproben gestalten sich relativ einfach. Auch das

Ziehen exponentialverteilter Zufallszahlen im Falle der Lösung einer Zuverlässigkeitsaufgabe durch Simulation verursacht weniger Schwierigkeiten und weniger Rechenaufwand als die Simulation mit anderen Lebensdauerverteilungen.

- Das Arbeiten mit einer Exponentialverteilung führt – insbesondere bei komplizierten Modellen von Zuverlässigkeitssituationen – zu eleganten mathematischen Ausdrücken und zu Gleichungen, die bei Verwendung anderer Verteilungsfunktionen kaum oder nur mit großen Schwierigkeiten lösbar sind. In der Zuverlässigkeitstheorie spielt die Exponentialverteilung die gleiche zentrale Rolle wie die Normalverteilung in der Schätz- und Testtheorie der allgemeinen Statistik.

Neben der Gumbelverteilung ist auch die Weibull-Verteilung als Vertreter der Extremwertverteilungen von großem Interesse, da sie zweiparametrig ist. Damit besitzt sie eine höhere Flexibilität in der Anpassung an empirische Daten und beschreibt zudem auch alle Typen der Alterung.

Die Länge der Lebensdauer von Strukturen, die dynamischen Beanspruchungen ausgesetzt sind, wurde in [2.19] mit einem statistischen Modell erklärt. Mit diesem war es möglich, die Lebensdauerverteilung durch die Belastung (als Funktion der Zeit) und die Abnutzung, die sich in der Zeit unabhängig von der Belastung einstellt, auszudrücken. Im Sonderfall einer konstanten Belastung oder einer periodischen Belastung mit konstanter Amplitude stellt sich die Gammaverteilung als Lebensdauerverteilung ein.

Bei Ingenieurbauwerken im Allgemeinen und bei Infrastrukturbauwerken wie Straßen- und Eisenbahnbrücken, Schleusen und Kaje im Besonderen sind Erhaltungsaufwendungen erforderlich, um den reibungslosen Personen- und Gütertransport zu ermöglichen. Die mit einer funktionierenden Infrastruktur erreichbaren wirtschaftlichen Leistungen stehen den dafür benötigten Aufwendungen entgegen. Diese sind nicht ausschließlich monetärer Art. Sozial-, zeit- und ökologisch-verträgliche Konzepte sind erforderlich, um einen Infrastrukturkollaps durch bspw. intolerable Verkehrsstaulängen oder Sperrung von Wasserverkehrsadern zu vermeiden.

Für den Erhaltungsaufwand der in Deutschland vorhandenen ca. 37.000 Brücken des Fernverkehrsstraßennetzes werden jährlich ca. 500 Mio. € investiert. Dies ist jedoch lediglich der berühmte „Tropfen auf dem heißen Stein“. Daher müssen die knappen Ressourcen zielgerichtet eingesetzt werden, um den gesamten Brückenbestand und insbesondere die wichtigsten Verkehrswege für den geplanten Nutzungszeitraum und in einigen Fällen auch darüber hinaus zu erhalten. Zu diesem Zweck wird ausgehend von bestehenden Datenbanken (SIB-Bauwerke [3.164]), in denen der Brückenzustand regelmäßig erfasst wird, ein Bauwerks-Management-System (BMS) entwickelt, mit dem sowohl eine Priorisierung als auch ein Maßnahmenkatalog erstellt werden soll. Obwohl dieses System noch nicht ausgereift ist und in Deutschland auch noch nicht eingeführt wurde, sind doch die damit verbundenen Ansätze und insbesondere die Notwendigkeit zur strukturierten Datenerfassung an den Bauwerken für die zukünftige Auslegung der Bauwerke unumgänglich.

2.8.6 Instandhaltung und Bauwerksmanagement

2.8.6.1 Erhaltungsplanung

Unter einer Instandhaltung wird nach DIN 31051 [R.51] die Wartung, Inspektion, Instandsetzung und Verbesserung einer Konstruktion verstanden. Aus der rechtlichen Notwendigkeit heraus, verkehrstechnische Bauwerke gemäß den Anforderungen der Sicherheit und Ordnung zu erhalten, wurde das Brücken-Management-System (BMS) bei der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) entwickelt. Im Rahmen einer Erhaltungsplanung sind generell die in Bild 2-60 dargestellten Grundelemente zu beachten.

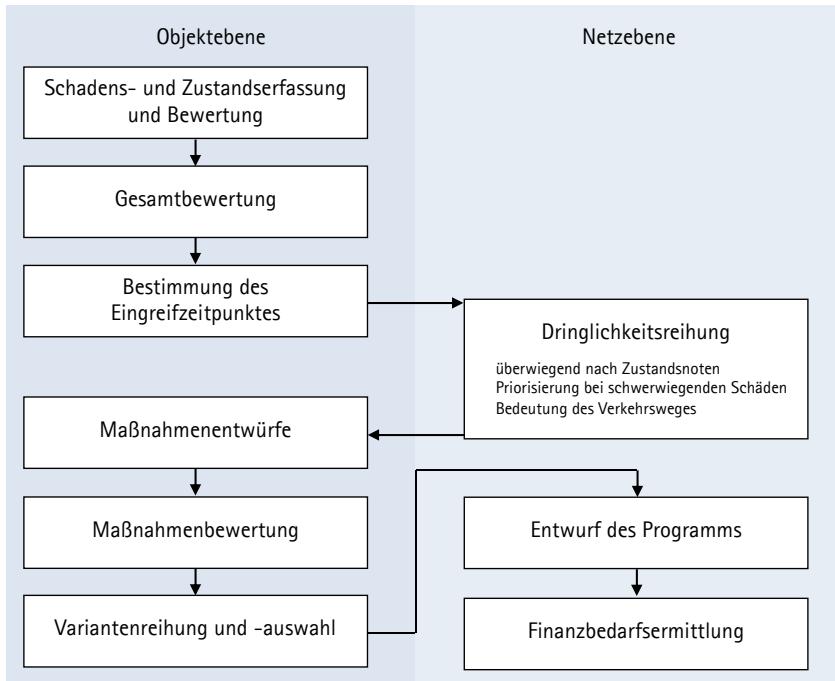


Bild 2-60: Grundelemente der Erhaltungsplanung nach [2.259]

Lebensdauerbewertungen und eine effektive Planung der erforderlichen Maßnahmen zur Gewährleistung der anvisierten Lebensdauer stehen im Fokus vieler Untersuchungen. Verständlicherweise gehen dabei sowohl probabilistische Ansätze als auch die Inspektion und Überwachung ein. Nach [2.73] sollten Tragstrukturen in Bereiche mit unterschiedlichen Lebensdauern eingeteilt werden. Somit wären für Gründungskonstruktionen planmäßige Nutzungszeiträume von 500 Jahren denkbar, für Brückenüberbauten hingegen deutlich geringere Zeiträume. Direkte Konsequenzen aus den Umgebungsbedingungen und der Nutzung beeinträchtigen i. d. R. die Konstruktion und werden unter dem Begriff der *Vulnerabilität* zusammengefasst. Indirekte Konsequenzen hingegen sollten durch das Tragsystem ertragen werden, so dass dieses mit einer entsprechenden *Robustheit* ausulegen ist. Darunter fallen Maßnahmen, welche die Duktilität, Redundanzen, Schwingungsverhalten usw. betreffen, siehe z. B. [2.284], [2.3], [2.153].

2.8.6.2 Bauwerkmanagementsysteme

Die Herstellung von neuen Ingenieurbauwerken stellt nach [2.18] mit ca. 10% des jährlichen nominellen Bruttoinlandsprodukts (BIP) den größten wirtschaftlichen Bereich der Welt dar. Weitere 5 % bis 10 % des BIP werden für die Behebung von Schäden an bestehenden Tragwerken aufgebracht. Die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Bestandsbauten verschlechtert sich durch übermäßigen Gebrauch, Überbeanspruchungen, Alterungsprozessen oder Schäden in immer schnellerem Maße.

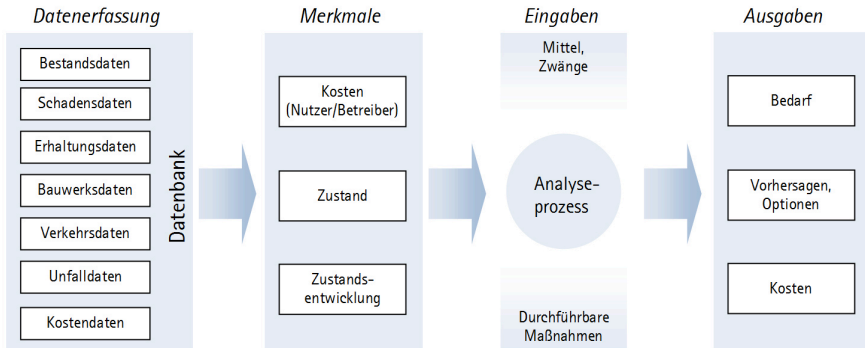


Bild 2-61: Bestandteile eines Bauwerk-/Brücken-Management-Systems, vgl. auch [3.97] und [2.259]

Durch diese Verschlechterung wird das Problem der alternden Strukturen auch in der Öffentlichkeit und von den Fachleuten immer deutlicher wahrgenommen. Da aus volkswirtschaftlicher Sicht keine unmittelbare Abhilfe für alle schadhaften Bauwerke möglich ist, wird versucht, dem entstehenden Sicherheitsdefizit durch Datenerhebungen und Überwachungskonzepten an Bauwerken zu begegnen, um verbesserte Eingangsdaten zu erhalten, vgl. Bild 2-61.

Durch Entwicklungen in jüngster Vergangenheit können (noch) im Einzelfall die über Monitoring ermittelten strukturbезogenen Tragwerksantworten kosteneffizient für die Bewertung, Erhaltung und Verstärkung von Bauwerken genutzt werden. Durch diese Monitoringdaten werden quantitativ und qualitativ verbesserte Informationen über das Tragwerk verfügbar, so dass Unsicherheiten genauer erfasst werden können und somit zu einem gesteigerten Sicherheitsniveau beitragen. Ein Bauwerksmanagementsystem ist nach DIN 31051 [R.51] in verschiedene Bereiche unterteilt, vgl. Bild 2-62.

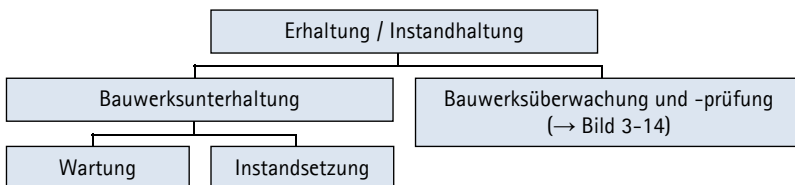


Bild 2-62: Methoden der Bauwerkserhaltung nach DIN 31051 [R.51]

Die Aufgaben der Bauwerkserhaltung über die Lebensdauer treten sowohl bei Hochbauten als auch bei Brückenbauwerken, Wasserbauwerken [2.178], Schutzbauwerken und

Tunneln auf. Das wesentliche Ziel eines Bauwerksmanagements besteht im kosteneffizienten Erhalt der Gebrauchstauglichkeit des Tragwerks und der Gewährleistung einer ausreichenden Tragsicherheit über die gesamte Lebensdauer. Die Bauwerkserhaltung ist ein wesentlicher Bestandteil des Lebenszyklusmanagements.

2.8.6.3 Lebenszyklusmanagement (Life-Cycle-Engineering)

Das Lebenszyklusmanagement beinhaltet neben der Bauwerkserhaltung auch Methoden zur Prognose von Degradationen. Zudem sind Monitoringkonzepte zum Prognose-Updating, Strategien zur Erhaltung und Instandsetzung sowie Methoden der Lebenszyklusbewertung und Zustandserfassung integriert.

Nach [2.38] kann *Life-Cycle-Engineering* (LCE) auch als das „Begleiten von Investitionsgütern über die Lebensdauer“ verstanden werden und ist nicht nur auf das Bauwesen ausgelegt. LCE zielt im Bauingenieurwesen darauf ab, die Eigenschaften von Bauwerken nach den in Bild 2-63 dargestellten Kriterien im notwendigen Maße über die gesamte Lebensdauer sicher zu stellen. In anderen Bereichen stehen abweichende Definitionen im Vordergrund: Dabei geht es insbesondere darum, mit einem optimalen Kostenansatz die Auswirkungen auf die Umwelt und die Inanspruchnahme von Ressourcen aus der Umwelt zu minimieren.

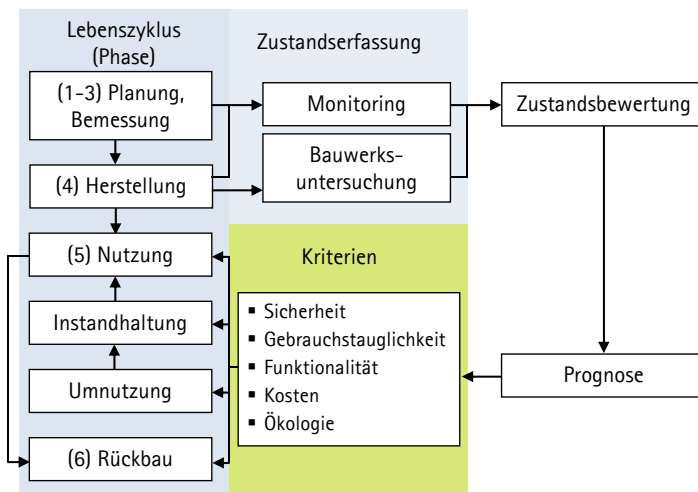


Bild 2-63: Zusammenspiel von Lebenszyklus (Phasen nach Bild 1-1) eines Bauwerks mit der Zustandserfassung, -bewertung und Prognose, siehe auch [2.201]

Im Rahmen eines Lebenszyklusmanagements sollte der Zustand eines Bauwerks bekannt sein bzw. muss möglichst realistisch erfasst und kontinuierlich oder zumindest in regelmäßigen zeitlichen Abständen aktualisiert werden. Erst dann kann eine Prognose erstellt und Handlungsanweisungen geplant werden. In diesen Handlungsanweisungen ist innerhalb eines Regelkreises für das Life-Cycle-Management (LCM) auch eine erneute Zustandserfassung zu integrieren, vgl. Bild 2-64.

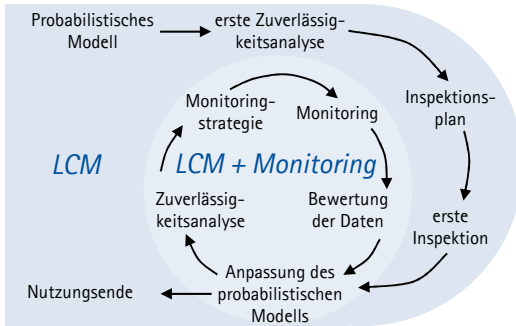


Bild 2-64: Lebenszyklus-Managementkonzept mit und ohne Monitoring nach [3.86] und [3.186]

Im Bereich des LCE/LCM wurde das gängige Vokabular um medizinische Begriffe erweitert, vgl. Bild 2-65. Das *Birth-Certificate* ist eine möglichst vollständige Sammlung der Bestandsunterlagen. Sofern die Originaldokumente der Planung und Herstellung nicht mehr verfügbar sind, sind neue Grundlagen zu ermitteln. Im Rahmen der Bauwerkserkundung wird eine *Anamnese* erstellt – der „Leidensweg“ des Bauwerks mit seiner Beanspruchungshistorie (→ Abs. 2.7.2.3) stellt eine Grundlage für spätere Analysen dar. Durch die *Diagnose* werden vorhandene Schäden und Mängel aufgedeckt. Darunter fallen alle Untersuchungen zum Bauwerkszustand wie z. B. das Monitoring, Probebelastungen und die daraus abgeleiteten Instandhaltungskonzepte.

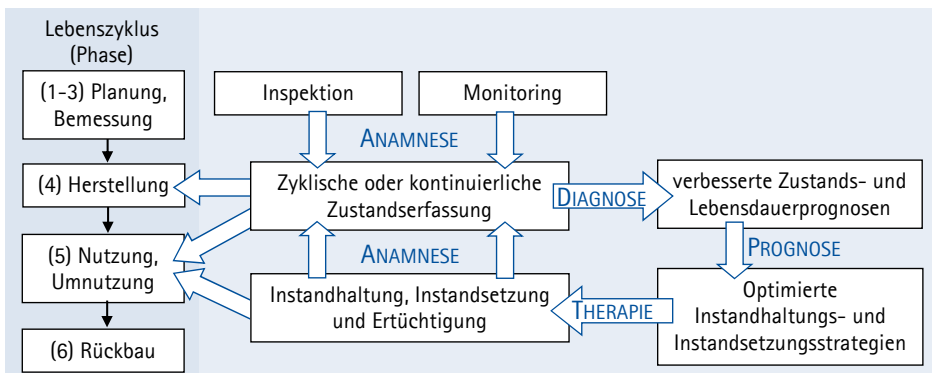


Bild 2-65: Medizinische Begriffe im Bauwesen, vgl. auch [3.81]

In bisherigen, auf die Dauerhaftigkeit ausgelegten Betrachtungen im Betonbau (z. B. Model Code for Service Life Design [2.87]) werden bisher überwiegend die transport-orientierten Phasen eines Schädigungsprozesses („*Inkubationszeiten*“) behandelt (siehe Chloridmigration und Karbonatisierung in Abs. 2.5.2.1). Diese komplexen, physikalisch und naturwissenschaftlich gut begründeten Modelle wurden ingenieurmäßig am Bauwerk bisher wenig angewendet. Daher wurden sie innerhalb des vom DfStb geleiteten und koordinierten Verbundprojektes „Nachhaltig Bauen mit Beton“ im Projekt D: *Lebensdauer-managementsystem* (www.nbb-forschung.de) weiterentwickelt und an den Komponenten eines hierarchischen Bauwerksproduktmodell praxisnah angewandt.

Der eigentliche Schädigungsprozess wurde bisher weniger betrachtet (vgl. z. B. [2.219], [2.221]) In diesem Zusammenhang sind auch aktuelle Untersuchungen zur Bewehrungskorrosion zu sehen (→ Abs. 2.5.2.1). In der Korrosionsphase („Erkrankung“), in der sich Korrosionsprodukte in unbekannter Geschwindigkeit und mit unbekanntem Volumen entwickeln, treten Schäden wie Rissbildungen bis hin zu Abplatzungen und letztlich der Verlust der Tragfähigkeit auf. Im Bereich der Zustandsprognose werden erste Modelle entwickelt, um diese Schädigungsphase der Bewehrungskorrosion modellieren zu können.

Das LCM wird maßgeblich von dem Tragwerkseigentümer beeinflusst. Für nachhaltige Konzepte, in denen auch Inspektionen, Monitoring und Instandsetzungen sinnvoll zur Anwendung gelangen, wird in [1.2] die Kostenentwicklung beschrieben.

In den Life-Cycle-Konzepten kann der Informationsgewinn aus Messungen und Monitoring unmittelbar einfließen, vgl. Bild 2-66. Jedoch ist zu beachten, dass zuverlässigkeitsbasierte Modelle den Gebrauchszustand (Durchbiegungen, Rissbildung etc.) nicht abbilden können und daher eine Absicherung in Form von frühzeitigen Reparaturmaßnahmen erfordern, um den Tragwerkszustand auf einem relativ hohem Niveau zu halten.

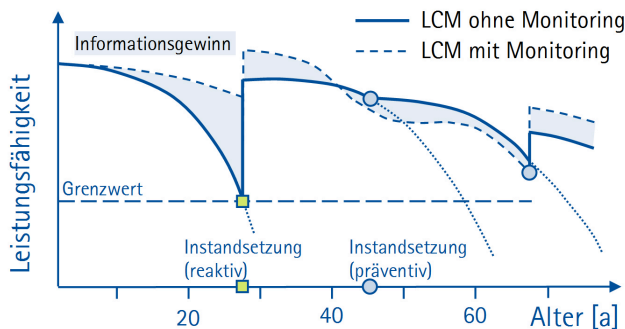


Bild 2-66: Einfluss eines Monitorings auf die Zuverlässigkeit eines Tragwerks
(a) ohne Monitoring (diskrete Untersuchungen)
(b) mit Monitoring (incl. Prognosemodelle)
frei nach [2.208]

2.8.6.4 Praxisnahe Managementsysteme

Bei der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) ist für die Bundesfernstraßen ein Managementsystem in der Entwicklung (BMS nach [3.73] bis [3.76], [3.81] u. a.). Die Aufgabe des Systems besteht in der Dokumentation des Bestandes, und dessen Zustands, der Planung von Erhaltungsmaßnahmen und der Bereitstellung und Planung von Finanzmitteln [2.344]. Mit diesem noch in der Pilotphase befindlichen System wird eine deterministische Zustandsbewertung in Form einer Notengebung durchgeführt. In Nordamerika werden verstärkt Informationen auf der Bauwerks- und Netzebene abgeleitet. Seit einigen Jahren werden auf probabilistischer Grundlage prognostische Ansätze entwickelt ([3.54] [2.110], [2.263]). Das dabei am meisten angewandte Brücken-Management-Programm ist PONTIS[6.6] [2.344], welches sich im Besitz der AASHTO befindet und in 45 Staaten eingesetzt wird. Es beruht, wie die meisten Programme dieser Art (z. B. auch SIB-Bauwerke), auf visuellen Inspektionsverfahren (Gebrauchszustandsmethode). Daher entsprechen die darauf basierenden Bewertungen nicht immer dem realen Bauwerks-

zustand. In [2.39] werden Untersuchungen angeführt, aus denen hervorgeht, dass mehr als 50% der Bewertungen zu einer falschen Klassifizierung führten. Aus diesem Grund sind Bewertungsmethoden, in denen reale Tragwiderstände und Beanspruchungen eingehen, von besonderem volkswirtschaftlichem und sicherheitspolitischem Interesse. Diese Verfahren nutzen zwangsläufig probabilistische Methoden. Die Eingangsparameter sind individuell am Bauwerk zu ermitteln. Damit schließt sich der Kreis aus Zustands-erfassung (Widerstandsgrößen), Einwirkungs- bzw. Beanspruchungs-Monitoring (temporäre Erfassung der Verkehrslasten und Prognose zukünftigen Verkehrs) und der Risiko-bewertung, die zu angepassten Instandhaltungsmaßnahmen führen sollte.

Analog zu den Betrachtungen der Systemzuverlässigkeit in Abs. 2.6.1 werden auch für Infrastruktursysteme funktionale Zusammenhänge durch Serien- und Parallelsysteme dargestellt. In [3.186] wird gezeigt, dass innerhalb eines Brückennetzwerkes über Zuverlässigkeits-Wichtigkeitsfaktoren (**R**eliability **I**mportance **F**actor, RIF) die Sensitivität des Brückennetzes analysiert und damit die Brücke mit der höchsten Monitoring- bzw. Instandhaltungs-Priorität gefunden werden kann.

Derartige Bewertungs- und Prognosesysteme auf Netzebene sind auch im BMS der BAST geplant, vgl. Bild 2-60 und [3.81]. Neben den Zuverlässigkeitsaspekten dienen insbesondere die gesamtwirtschaftlichen Auswirkungen als Regelparameter. Als Eingangsdaten werden Bauwerksdaten aus SIB-Bauwerke übernommen. Zudem gehen Zustands- und Nutzungsdauermodelle sowie Erhaltungsstrategien auf Netzebene in die Betrachtung ein. Die Maßnahmekosten auf Objektebene sind ein wesentliches Entscheidungskriterium. Diese werden unter Ansatz der begleitenden Kosten, wie z. B. der Kosten durch Stau vor der Baustelle, durch Umleitung, durch Geschwindigkeitsbeschränkung etc. über ein internes Wertgerüst nach Tabelle 2.30 ermittelt. Als Ergebnis sollen die Auswirkungen der Erhaltungsstrategien auf den Zustand und der Wert der Bauwerke im Netz ersichtlich werden. Vergleichbare Ansätze bestehen auch in anderen Staaten, wie z. B. UK und den USA.

Tabelle 2.30: Wertgerüst (BVWP 2003) der BAST

Betriebskostengrundwerte	PKW	8,70 €/ (100 Kfz·km)
	LKW	11,20 / 15,75 / 23,25 €/ (100 Kfz·km)
	Busse	43,60 €/ (100 Kfz·km)
Kraftstoffkostensätze	Benzin	0,463 €/kg
	Diesel	0,404 €/kg
Zeitkostensätze	PKW	5,50 €/ (Kfz·h)
	LKW	21,00 / 30,00 €/ (Kfz·h)
	Busse	62,50 €/ (Kfz·h)
Unfallkostensätze	Personenschaden	85.000 €/Unfall
	Sachschaden	8.100 €/Unfall
Schadstoffkosten	NO _x	860 €/ (t·a)
	CO ₂	90 €/ (t·a)

3 Inspektionen und Messungen

A performed inspection does not in itself improve the safety of a structure.
It improves our estimate of the safety.

A planned inspection does not in itself improve the safety of a structure.
It does not improve our estimate of the safety.

Michael Havro Faber (2011)

3.1 Warum werden Sensoren eingesetzt?

Die Einsatzgebiete von Sensoren sind vielfältig. In der industriellen Produktion, der Medizin, der Haustechnik und vielen weiteren Bereichen sind sie seit Jahrzehnten unentbehrlich. Aber auch im Bauwesen werden seit einigen Jahren verstärkt Sensoren eingesetzt, um Einwirkungen, Verformungen und davon ableitbare Werte zu überwachen. Feuchtigkeits- und Temperaturkontrollen sind ein weiterer Schwerpunkt. Bei Monitoring- oder Dauerüberwachungssystemen stehen noch weitere dauerhaftigkeitsbeeinflussende physikalische oder chemische Größen im Fokus. Aber auch eine sensorgestützte bzw. -unterstützte Simulation und Steuerung von Evakuierungen wird erforscht, um katastrophale Schadensfolgen bei großen Menschenansammlungen zu vermeiden oder zumindest zu verringern. An dieser Stelle sind stationäre Sensornetzwerke zu nennen, bestehend aus ortsfesten Sensoren mit denen aktuelle Gefahrensituationen (Brand, Rauch, Wasser) detektiert werden können und mobile Sensornetzwerke, mit denen Positionen und Bewegungen von Personen oder Gegenständen detektierbar werden (z. B. Warnwesten). An kulturell bedeutsamen Objekten werden zudem kleine z. T. kabellose Sensoren installiert [3.65]. An Brückenbauwerken ist der verstärkte Einsatz kabelloser Sensoren geplant [3.102]. In der Praxis haben sich entsprechende Installationen in sicherheitsrelevanten Bereichen (z. B. Erdbeben [6.5]) bereits bewährt.

Im Folgenden soll in erster Linie auf Sensoren zur Verformungs- und Dehnungsermittlung eingegangen werden, also Sensoren, die vorwiegend bei Bauteilversuchen und im Rahmen von in-situ-Untersuchungen und Monitoringeinrichtungen eingesetzt werden. Bei ihrem Einsatz ist eine grundlegende Unterscheidung des Anwendungszwecks nötig: Für die Tragfähigkeitsbewertung sind *Monitoringverfahren* nur bedingt einsetzbar, da mit ihnen nur Messungen im Gebrauchslastniveau durchgeführt werden. Daher liefern sie keine Erkenntnisse über den Grenzlasterbereich, also das Bruchlastniveau! Somit sind *Monitoringverfahren* in erster Linie für eine Systemanalyse hilfreich mit der Informationen über vorhandene Einwirkungen bzw. Tragwerksbeanspruchungen gesucht werden. Dies ist z. B. bei Fragen zur Gebrauchstauglichkeit, Dauerhaftigkeit oder Ermüdung bzw. Lebensdauer eines Tragwerks der Fall. Sofern jedoch der Grenzzustand der Tragfähigkeit untersucht werden soll, also eine Situation, in der untere Quantilwerte der Widerstände mit oberen Quantilwerten der Einwirkungen bzw. Beanspruchungen zusammenfallen, wird i. d. R. versucht, über *Probebelastungen* zu verbesserten Erkenntnissen zu gelangen.

3.2 Messeinrichtungen

Verfahrensbeschreibungen für Monitoringmaßnahmen sind i. d. R. anwendungsbezogen, da diese für jedes Bauwerk individuell abgestimmt werden. Daher finden sich auch in der Fachliteratur (z. B. [H.25] bis [H.29], [3.12], [3.217]) kaum verallgemeinerte Beschreibungen des Monitorings bzw. der dafür eingesetzten Messtechnik, sondern es wird die Umsetzung, das sog. *Monitoring-Konzept* oder auch die *Messkampagne* an exemplarischen Bauwerken beschrieben.

3.2.1 Grundbegriffe

Als *Messen* wird der experimentelle Vorgang verstanden, durch den ein spezifischer Wert einer physikalischen Größe als Vielfaches einer Einheit oder eines Bezugswertes ermittelt wird [VT.4]. Eine *Messgröße* ist eine physikalische Variable oder Konstante, die durch das Messen erfasst wird (z. B. Länge, Kraft, Temperatur). Der *Messwert* ist ein diskreter, zu ermittelnder vorzeichenbehafteter Betrag einer Messgröße, der als Produkt aus Zahlenwert und Einheit (z. B. 3 m, 1.000 N oder 10°C) dargestellt wird. Ein *Messergebnis* ist im Allgemeinen eine Zusammenstellung aus mehreren Messwerten einer einzelnen Messgröße oder aus Messwerten verschiedenartiger Messgrößen mit Hilfe einer vorgegebenen eindeutigen Beziehung. Falls physikalische oder sonstige Bedingungen für das Zustandekommen eines Messergebnisses wichtig sind, so müssen diese zusammen mit dem Messergebnis angegeben werden (z. B. Druck, Temperatur, Anzahl der Einzelwerte). Ebenso gehört zum Messergebnis eine Angabe der Fehlergrenzen oder der Messunsicherheit.

Als *Messprinzip* wird die charakteristische physikalische Erscheinung verstanden, die bei der Messung benutzt wird. In Tabelle 3.1.1 sind einige Messgrößen und deren typische Messprinzipien zusammengestellt.

Tabelle 3.1: Typische Messprinzipien

Messgröße	Messprinzip
Länge	Widerstandsänderung / Lichtinterferenz / Kapazitätsänderung
Kraft	Elastische Verformung / Beschleunigung
Druck	Elastische Formänderung / Piezoelektrischer Effekt
Temperatur	Längenausdehnung / Thermoelektrischer Effekt

Die *Messverfahren* sind entweder *analog* oder *digital*. Ein analoges Messverfahren zeichnet sich dadurch aus, dass der Messgröße eine eindeutige Ausgangsgröße zugeordnet wird. Analoge Signale werden durch einen Zeiger, durch einen Licht- oder Elektronenstrahl registriert. Bei einem digitalen Messverfahren hingegen wird der Messgröße eine Ausgangsgröße zugeordnet, die abschnittsweise konstant in Stufen (Bits) dargestellt wird. Diese Signale werden daher in Ziffern angezeigt. Eine digitale Anzeige ändert sich erst, wenn die Messgröße einen Schwellenwert erreicht. Der für diese Änderung notwendige Betrag ist durch die *Auflösung* der digitalen Anzeige vorgegeben, die zum sog. *Digitalisierungs-* oder *Quantisierungsfehler* führt.

Weiterhin bestehen *direkte* und *indirekte* Messverfahren. Bei den direkten Messverfahren (Vergleichsverfahren) wird der gesuchte Messwert einer Messgröße über den unmittelbaren Vergleich mit einer Bezugsgröße bestimmt (z. B. Masse durch Vergleich mit geeichten Gewichten). Bei den indirekten Verfahren wird der gesuchte Messwert einer

Messgröße auf andere physikalische Größen zurückgeführt (z. B. Längenänderung aus der Induktivitätsänderung einer verschieblichen Spule).

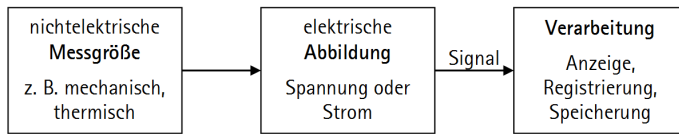


Bild 3-1: Messgrößenumformung nach [VT.4]

Für Sensoren liegen i. d. R. Datenblätter vor. Die Herstellerangaben enthalten üblicherweise Angaben über das vorwiegende Einsatzgebiet und das Messverfahren. Hingegen sind „Auflösung“, „Messfehler“ oder „Messgenauigkeit“ nicht allein vom eingesetzten Sensor abhängig. Vielmehr ist die gesamte *Messkette*, also das Zusammenspiel zwischen Sensor, Kabel, Messwertverstärker und Messwertaufzeichnung, entscheidend für die zu erwartende Genauigkeit eines Messverfahrens, vgl. Bild 3-2. Dabei dienen die Geräte in der *Messkette* zur Aufnahme der Messgröße, zur Weiterleitung und Umwandlung der mechanischen Größe in ein elektrisches Signal, zur Verstärkung dieses Signals und zur Bereitstellung des Messwertes als Abbild der Messgröße.

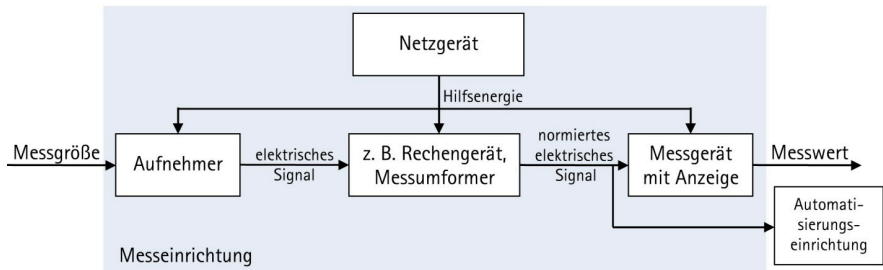


Bild 3-2: Typische Anordnung von Messgeräten innerhalb einer Messkette

In der Geodäsie sind andere Messverfahren, Messaufnehmer und Auswertemethoden angesiedelt (→ Abs. 3.2.2.4). Diese bilden eine Ergänzung zu den o. g. Verfahren der Baumesstechnik und werden auch bei Monitoringvorhaben für Kurzzeitmessungen eingesetzt. Eine Zusammenführung der in der Geodäsie und üblicherweise im Bauwesen eingesetzten Verfahren wird in [I.6] und [I.4] ansatzweise für Brückentragwerke durchgeführt, vgl. Abs. 4.4.2.1 und [3.103], [3.104], [H.15] sowie [H.38]). Geodätische Verfahren wie z. B. das 3D-Laserscanning können zudem auch für die Geometrieaufnahme von Konstruktionen als Grundlage für nachfolgende FE-Rechnungen [I.5] genutzt werden.

3.2.2 Verfahren und Sensoren für Messungen im Bauwesen

Mit einem *Sensor* (lat. sentire, dt. „fühlen“ oder „empfinden“) können bestimmte physikalische oder chemische Eigenschaften (z. B. Temperatur, Feuchtigkeit, Druck oder Beschleunigung) qualitativ oder als Messgröße quantitativ erfasst und in weiterverarbeitbare Größen wie elektrische Signale umgeformt werden. Der Begriff *Aufnehmer* wird im Bereich der Messtechnik für den Teil einer Messeinrichtung verwendet, der auf eine Messgröße unmittelbar anspricht [R.11]. Der Aufnehmer ist das erste Element einer *Messkette* und gehört gemäß [R.12] zu den *Messumformern* oder *Messwandlern*. Die Abgrenzung

der Begriffe *Sensor* und *Messgrößenaufnehmer*, *Messfühler*, *Messgerät* etc. ist fließend, da dem Sensor zusätzlich zum Aufnehmer teilweise weitere Elemente der Messkette zugeordnet werden.

Bei Messungen im Bauwesen werden Sensoren zumeist auf den Oberflächen von Prüfkörpern oder Bauteilen eingesetzt. Im Folgenden werden diese Verfahren mit berührenden Sensoren als *taktile* oder *haptische* Messverfahren bezeichnet. Demgegenüber stehen berührungslose z. B. geodätische Messverfahren. Auch optisch arbeitende Wegaufnehmer (z. B. Laserdistanzsensoren) werden an dieser Stelle unter den taktilen Sensoren eingeordnet, da sie unmittelbar auf den Prüfkörpern und Bauteilen angebracht werden, obwohl sie berührungslos messen. Die Planung und Durchführung von Messungen im Rahmen einer Bauwerksüberwachung werden durch zahlreiche, in Bild 3-3 dargestellte Randbedingungen beeinflusst.

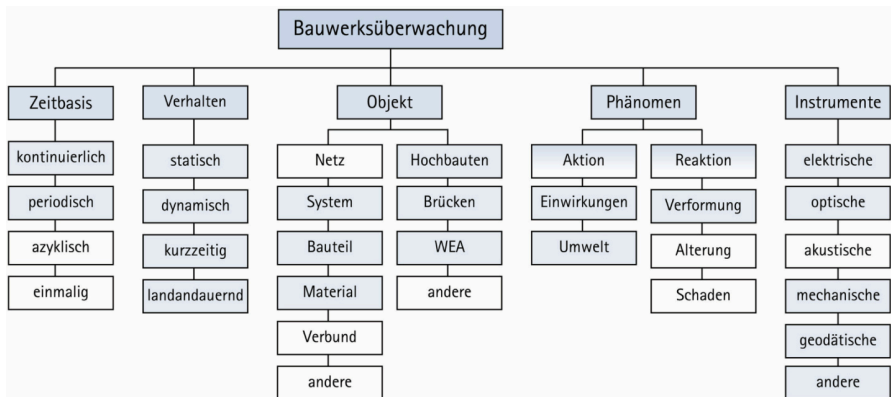


Bild 3-3: Einflussgrößen in der Bauwerksüberwachung mit Angabe der in dieser Arbeit behandelten Größen (in Anlehnung an [3.11])

Im Bereich der Messtechnik sind nahezu unzählige Sensoren und Messverfahren verfügbar. In den letzten Jahren wurden auch gerade im Bereich der Dauerhaftigkeitsuntersuchungen neue Sensoren entwickelt. Nachstehend soll einschränkend auf die im Bauwesen gebräuchlichsten Sensoren für die Messung physikalischer Eigenschaften eingegangen werden. Darüber hinaus wird bereits an dieser Stelle auch auf Fachliteratur verwiesen, die den Themenbereich „Messtechnik“ ausführlich behandelt (z. B. [3.3], [2.86], [1.4], [3.136], [VT.4], [VT.5]).

3.2.2.1 Mechanische Sensoren

Mechanische Sensoren werden in erster Linie für absolute und relative Weglängenänderungen eingesetzt. Messuhren und Feintaster besitzen eine Messwertauflösung von ca. 10^{-3} des Messbereiches. Seil-Extensometer aus einem temperaturunempfindlichen Material (z. B. Invar) weisen bei Weglängen von 1 bis 20 m Genauigkeiten von $> 0,05$ mm auf. Für weniger strenge Anforderungen an die Messgenauigkeit (0,1 mm bis 1 mm) oder bei engem Temperaturbereich sind Stahlseile komfortabler in der Anwendung.

3.2.2.2 Elektrische Sensoren

○ Dehnungsmessstreifen

Die Entwicklung und Funktionsweise von Dehnungsmessstreifen (DMS, englisch: strain gauge) wird umfassend in [VT.13], [VT.14] und [3.136] beschrieben. DMS verändern ihren elektrischen Widerstand aufgrund mechanischer Dehnung bereits bei geringer Verformung und werden als Dehnungssensoren eingesetzt. Sie werden mit Spezialkleber auf Bauteilen aufgebracht (appliziert). An den Bauteilaußenflächen entstehen bei Bauteilverformung geringe Dehnungen, die wiederum zur Veränderung des Widerstands des DMS führen, vgl. Gl. (3-1). Bei Messungen mit DMS werden in erster Linie Brückenschaltungen eingesetzt wie die Viertel-, Halb- und die Vollbrücke (siehe z. B. *Wheatstone'sche* Brückenschaltung). Die an dem DMS anliegende Speisespannung hängt von der DMS-Größe und dem Werkstoff ab, auf den er appliziert wurde. Bei üblichen DMS-Größen und gut wärmeleitenden Werkstoffen darf die Speisespannung bis zu 10 Volt betragen, bei kleinen DMS und schlecht wärmeleitenden Materialien sind ggf. nur 0,5 Volt vertretbar.

$$\frac{\Delta R}{R} = \varepsilon \cdot K \quad \text{mit} \quad K = 1 + 2 \cdot \mu + \frac{\Delta \rho \cdot L}{\rho \cdot \Delta L} \quad (3-1)$$

K	Proportionalitätsfaktor (Konstantan: K = 2,1)
R	Ohmscher Widerstand
μ	Querdehnzahl
ρ	spezifischer elektrischer Widerstand

Kein DMS gleicht dem anderen. Sie werden in einzelnen Chargen hergestellt und sind formell gleich, doch wird jeder einzelne DMS individuell abgeglichen. In den Brückenschaltungen heben sich diese Differenzen näherungsweise auf. Jedoch liefern Untersuchungen an den einzelnen DMS durchaus streuende Kennwerte, die statistisch ausgewertet werden können.

Die **Langzeitstabilität** der DMS hängt im Wesentlichen von der Abdeckung ab. Seitens der Hersteller gibt es nur unzureichende Informationen, doch unabhängige Untersuchungen von DMS mit unterschiedlichen Abdeckungen (darunter auch die von den Herstellern empfohlenen) belegen, dass kein DMS langzeitstabil ist. Bei allen Applikationsformen/Abdeckungen stellt sich nach einiger Zeit eine nicht unerhebliche Messwertdrift ein, vgl. auch [VT.11], [VT.21], [VT.2], [VT.23], [VT.18]. Ein Langzeitversuch mit Wasserlagerung über 18 Monate [I.21] führte zu der Erkenntnis, dass Applikationen mit einer Abdeckung aus wasserundurchlässigem Butylkautschuk, Pigmentruß, Parafinöl und mineralischen Füllstoffen für länger andauernde Untersuchungen gut geeignet sind. In den Untersuchungen an DMS, die zusätzlich zu den üblichen Beschichtungen einen ergänzenden Schutz durch die Verfüllung mit wasserundurchlässigem Fett erhalten haben, wird in [3.195] nach einer über 90 Tage andauernden Lagerung im Wasserbad keine Messwertdrift festgestellt. Mit besonderem Aufwand sind demnach auch langjährige Messungen mit DMS im Bauwerk möglich.

DMS werden für Messaufgaben eingesetzt, bei denen experimentell über geringe Bauteildehnungen auf die Beanspruchung eines Bauteils geschlossen werden soll. Typische **Anwendungsgebiete** für DMS finden sich daher bei Maschinen, Bauteilen, Tragwerken und Gebäuden, Druckbehältern etc. bis hin zu Knochen oder Zähnen. Ebenso werden

sie in Aufnehmern (Sensoren) eingesetzt, mit denen dann die Belastung von elektronischen Waagen (Wägezellen), Kräfte (Kraftaufnehmer) oder (Dreh-)Momente (Drehmomentaufnehmer), Beschleunigungen und Druck (Druckaufnehmer) gemessen werden. Dabei können sowohl statische als auch dynamische Belastungen erfasst werden. DMS sind selbst für die Untersuchung von hochfrequenten Schwingungen einsetzbar, da noch keine Grenzbelastungsfrequenz festgestellt werden konnte. So lieferten DMS für Messungen bis 8 MHz noch „fehlerfreie“ Ergebnisse. Je nach Qualität ist der DMS im Bereich von maximal 1.000 $\mu\text{m/m}$ bis 2.500 $\mu\text{m/m}$ dauerwechsellastfest [R.23].

Für Messungen auf **Betonoberflächen** sind die DMS-Abmessungen anzupassen, da die Länge der Messstrecke bei Dehnungsmessungen an heterogenen Baustoffen großen Einfluss auf die Genauigkeit hat. Die erforderliche Messstrecke sollte nach [3.119], [3.131] und [3.106] mindestens dem 5-fachen Größtkorndurchmesser des Zuschlagstoffes entsprechen, so dass der Variationskoeffizient der Messergebnisse $v < 4\%$ beträgt, vgl. Bild 3-4. Die Applikation langer DMS ist insbesondere in-situ nicht unkritisch. Daher sind DMS-Applikationen auf Kupferfolien im Einsatz. Auf den 0,1 mm dicken, quadratischen Kupferfolien mit der Kantenlänge 200 mm werden im Labor 150 mm lange DMS appliziert. Am Bauwerk wird die vorkonfigurierte Kupferfolie mit einer Anpressvorrichtung auf dem Beton appliziert. Praxisanwendungen werden in Abs. 4.4.2.1 beschrieben.

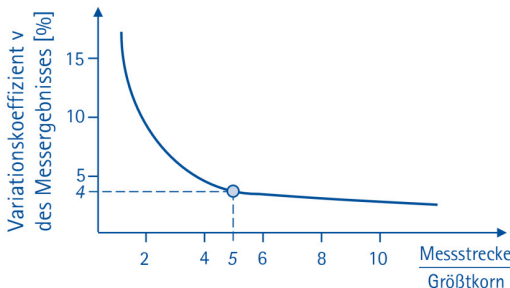


Bild 3-4: Variationskoeffizient der Messergebnisse in Abhängigkeit vom Verhältnis Messstrecke zu Größtkorn nach [3.136]

Der kostengünstigste und damit auch gebräuchlichste **DMS-Typ** ist der Folien-DMS. Daneben finden sich Halbleiter-DMS sowie für Sonderanwendungen auch piezoelektrische, optische, induktive oder kapazitive Sensoren. Bei den Folien-DMS ist die Messgitterfolie aus Widerstandsdraht (Dicke 3-8 μm , Konstantan oder NiCr-Verbindungen) auf einen dünnen Kunststoffträger kaschiert und ausgeätzt sowie mit elektrischen Anschlüssen versehen. Halbleiter-DMS sind i. d. R. aus Silizium und nutzen den bei Halbleitern ausgeprägten piezoresistiven Effekt. Kapazitive DMS können bspw. im Hochtemperaturbereich über 1.000 °C eingesetzt werden. Faseroptische DMS (mit Faser-Bragg-Gitter) sind sehr flach und benötigen keine dicken Anschlusskabel.

Die **Trägerfolien** der DMS bestehen üblicherweise aus Acrylharz, Epoxidharz, Phenolharz oder Polyamid. Da die meisten Trägerwerkstoffe hygroskopisch sind, ist auch der DMS empfindlich gegen Luftfeuchtigkeit und sollte mit geeigneten Materialien geschützt werden (Abdeckung). Die meisten DMS haben eine zweite dünne Kunststoffolie auf ihrer Oberseite, die mit dem Träger fest verklebt ist und das Messgitter zudem mechanisch schützt. Durch Kombination von mehreren DMS auf einem Träger werden Dehnungsmessrosetten (Rosetten-DMS) gebildet.

Die maximale Dehnbarkeit des DMS hängt vor allem von der Dehnbarkeit des Messgitterwerkstoffes, dem eingesetzten Klebstoff und dem Trägermaterial ab. Entsprechend wird auch das Kriechen des DMS von diesen Größen bzw. durch die Federwirkung des Messgitters und der Haltekraft von Trägerfolie und Klebstoff beeinflusst. Für die heutigen Klebstoffe und normale Anwendungsbereiche ist der Kriechanteil relativ gering. In der experimentellen Spannungsanalyse kann der **Kriechfehler** $< 1 \%$ für normale Anwendungsbereiche zumeist vernachlässigt werden. Jedoch ist bei höheren Temperaturen (Bereich der Maximaltemperatur des Klebstoffs) mit deutlichen höherem Kriechanteil zu rechnen.

Die **Genauigkeitsanforderungen** und damit auch die Herstellungsart unterscheiden sich hinsichtlich des Einsatzgebietes. DMS für die experimentelle Spannungsanalyse haben deutlich geringere Anforderungen zu erfüllen, als DMS für den Aufnehmerbau. Die Messunsicherheiten von DMS sind an ihre Auslegung gebunden. So liegen sie bei DMS für alltägliche Messaufgaben zwischen 1% und etwa $0,1 \%$ des jeweiligen Messbereichsendwerts. Diese Unsicherheiten lassen sich mit erhöhtem Aufwand bis auf $0,005 \%$ des Messbereichsendwerts verringern.

Unter hydrostatischem **Druck** oder Vakuum liegt eine ausgeprägt lineare Abhängigkeit zwischen Messwert und Druck vor. Diese beträgt bei sachgemäß ausgeführter Installation (Klebung) ca. $8 \mu\text{m/m}$ pro 100 bar. Gegenüber magnetischen Feldern sind DMS relativ unempfindlich, elektrische Felder können relativ gut abgeschirmt werden. Den kritischen Bereich innerhalb der Messkette bildet in solchen Fällen die Verbindungskabel zwischen DMS und Messverstärker.

In Tabelle 3.2 sind wesentliche Kenngrößen der DMS angegeben. Zudem finden sich in Tabelle 3.19 auf Seite 166 die statistisch ermittelten Unsicherheiten für einen DMS.

Tabelle 3.2: Kennwerte von Dehnungsmessstreifen (DMS)

Parameter	Kennwert
DMS-Größe	0,5mm...150mm
Messbarer Dehnungsbereich	$\leq 50\text{mm/m}$ (normal)...200mm/m (speziell)
Auflösung	$\geq 1\mu\text{m/m}$ (normal)...0,1 $\mu\text{m/m}$ (speziell)
Temperaturbereich	-200°C ... $+200^\circ\text{C}$ (ohne Nullabgleich) -20°C ... $+70^\circ\text{C}$ (höhere Genauigkeit) bis $\leq 800^\circ$ (keramische DMS)
Temperaturabhängigkeit	bei über 100°C $< 1 \%$.
Brückenfaktor (k-Faktor)	2,05...2,2 (normal), 4 (Platin/Tungsten)
Kriechen	$< 1 \%$
Speisespannung	0,5 V bis 10 V
Nennwiderstand	120, 350, 700 und 1000 Ohm.
Besonderheiten I	temperaturkompensierte DMS, kriechangepasste DMS schweißbare DMS
Besonderheiten II	Messwert proportional zu hydrostatischem Druck ($8 \mu\text{m/m}$ pro 100 bar) unempfindlich gegenüber magnetischen Feldern Schirmung gegen elektrische Felder möglich Frequenzen bis $> 50\text{kHz}$ erfassbar

○ *Betondehnungsaufnehmer auf DMS-Basis*

Eine besondere Anwendung von DMS findet sich in Betondehnungsaufnehmer (BDA). Diese z. B. in [3.106], [3.105] und [H.34] beschriebenen Sensoren werden vor der Betonage installiert und liefern – unter Beachtung der bei den DMS bereits diskutierten Langzeitstabilität – über mehrere Jahre „zuverlässige“ Ergebnisse, vgl. [3.105] und [I.21]. Die Messunsicherheiten und Messfehler sind von der Ausbildung der Endverankerungselemente und der Beanspruchungsgröße abhängig. Bei sog. Plattenverankerungen liegen sie bei sehr hohen Beanspruchungen in der Größenordnung von 4%, bei angeschweißten Querstäben hingegen nur bei ca. 1%. Durch geeignete Materialwahl wird eine nahezu vollständige Temperaturkompensation im Temperaturbereich zwischen -10°C und 50°C erreicht, wobei der Temperaturrestfehler $\leq \pm 2 \cdot 10^{-7}/\text{K}$ beträgt. Durch Kalibrierung jedes einzelnen BDA liegt die Messwertstreuung unter $\pm 0,5\%$. Unter Berücksichtigung der unvermeidbaren Fehler (\rightarrow Abs. 3.5) beträgt die Messunsicherheit $u \leq \pm 2\%$ bei BDA mit geschweißten Endverankerungen und $u \leq \pm 4\%$ bei BDA mit Plattenverankerungen.

○ *Induktive Wegaufnehmer*

Elektrische Wegaufnehmer sind elektromechanische Sensoren zur Messung von Längenänderungen. Diese i. d. R. mechanisch-elektrisch arbeitenden Aufnehmer überführen das mechanische Messsignal (Längendifferenz) in eine elektrische Messgröße. In induktiven Wegaufnehmern (LVDC, LVDT) sind zu diesem Zweck Spulen enthalten, in kapazitiven Wegaufnehmern (NCS) sind es Kondensatoren. Zudem gibt es noch magnetostriktive Sensoren (MSS). Das Messprinzip der induktiven Wegaufnehmer beruht auf der elektromagnetischen Induktion. Die Aufnehmer besitzen eine Erregerspule, zwei Hälften einer Ausgangsspule und einen beweglichen Eisenkern. Der Eisenkern befindet sich zwischen den beiden Spulen. Das Wechselspannungsverhältnis zwischen beiden Ausgangs-Spulen-Hälften ändert sich, falls der Kern verschoben wird.

○ *Potentiometer*

Ein Potentiometer ist ein stetig einstellbarer Spannungsteiler, mit dem bei gestreckter Bauform (Linearpotentiometer) die Länge und bei runder Bauform (Drehpotentiometer) der Winkel gemessen werden kann. Auf dem Träger ist ein Widerstandsmaterial aufgebracht. Durch einen beweglichen Gleitkontakt (Schleifer) wird der Gesamtwiderstand elektrisch in zwei Teilwiderstände unterteilt. Damit wird entweder ein verstellbarer Widerstand oder ein verstellbarer Spannungsabgriff (Spannungsteiler) realisiert. Aufnehmer mit berührenden Schleifkontakten (PS) arbeiten nicht verschleißfrei. Daher sind auch induktive Potentiometer ohne Schleifkontakte (PSI) im Einsatz.

○ *Schwingsaitenaufnehmer*

Bei einem Schwingsaitenaufnehmer dient die Veränderung der Eigenfrequenz einer schwingenden Saite zur Messung einer Verformung ΔL . Dafür wird die Messsaite von einem Messrechner durch einen Gleichstromimpuls zur Schwingung angeregt. Die zu messende Verformung wird zunächst in eine Messsaitenfrequenz ($f = 760$ bis 965 Hz) transformiert und anschließend über einen elektromagnetischen Wandler in eine elektrische Frequenz überführt. Die Schwingdauer wird im Messrechner mit einem 1 MHz Quarz gemessen.

$$\Delta L = \frac{f_n^2}{K} \quad \text{mit} \quad K = \frac{n^2 \cdot E}{4 \cdot L^3 \cdot \rho} \quad (3-2)$$

L	Saitenlänge
f	Eigenfrequenz der schwingenden Saite
n	Ordnungszahl der Schwingung
E	Elastizitätsmodul der schwingenden Saite
ρ	Dichte des Saitenwerkstoffes

Der Schwingsaitenaufnehmer hat im temperaturkompensierten Zustand eine hohe Nullpunktstabilität und ist für Langzeitmessungen gut geeignet. Da eine Veränderung elektrischer Größen keine Auswirkung auf die Eigenfrequenz der Saite hat, sind sehr große Kabellängen (bis 5 km) möglich.

3.2.2.3 Optische Verfahren

In den letzten Jahren werden verstärkt auch faseroptische Messsysteme eingesetzt, da sie gegenüber elektrischen oder mechanischen Messsystemen einige Vorteile bieten. Somit werden die als *Fiber-Bragg-Gitter-Systeme* (FBG) bekannten frequenzmodulierten faseroptischen Sensoren z. B. in exponierten, durch große elektrische und magnetische Feldstärken beanspruchten oder blitzschlaggefährdeten Bereichen (WEA, Brücken, Kraftwerke) eingesetzt. Durch den Einsatz frequenzmodulierter Lichtwellen und eingebauter Messgitter sind innerhalb eines Sensors verschiedene Messstellen möglich (multiplexing capability). In Tabelle 3.3 sind die Vorteile faseroptischer Messsysteme zusammengefasst. Zu den Lichtwellenleitern zählen auch die interferometrischen faseroptischen Sensoren (Interferometer nach Mach-Zehnder, Michelson, Fabry-Perot oder Sagnac), vgl. z. B. [2.86]. Weitere Angaben sind z. B. in [3.91], den Produktblättern entspr. Anbieter und den Fachabteilungen z. B. der Fraunhofer Gesellschaft bzw. der DGZfP [3.32] zu entnehmen.

Tabelle 3.3: Vorteile faseroptischer Messtechnik

In der Bauphase / während der Nutzung / in der Revision	
viele Sensoren	pro Strang in Reihenschaltung
systembedingte Langzeitstabilität	keine Korrosion / Alterung
einfache Verkabelung	viele Sensoren in Reihe in einer Faser
große Messlängen	Messungen auf Distanzen bis 20 km Länge
lokale und mittlere Dehnungen	über 1 – 10 m Spanne
keine EMV Probleme	z. B. auf Eisenbahnbrücken / durch Blitz
ein System für alles	Wege, Dehnungen, Drücke, Temperaturen

Als Ersatz für berührende induktive Wegaufnehmer finden Laserdistanzsensoren insbesondere bei hochfrequenten Untersuchungen ihren Einsatzbereich, da sie verschleißfrei sind. Sie weisen in Abhängigkeit ihres Messbereiches eine ähnliche Auflösung wie die induktiven Wegaufnehmer auf. In der praktischen Anwendung zeigt sich diesen gegenüber jedoch ein etwas größeres Signalrauschen.

3.2.2.4 Geodätische Verfahren

Geodätische Verfahren sind für statische und länger andauernde Messungen gut geeignet. Für dynamische Untersuchungen sind sie hingegen nur in Ausnahmefällen einsetzbar, vgl. Abs. 4.4.2.1. Als wesentliche Verfahren sind die *Triangulation* und das *GPS* (Global Positioning System) zu nennen. Mobile GPS-Applikationen sind in der Lage, Messlängen bis zu 20 km mit einer Genauigkeit von 3 bis 10 mm zu erfassen [2.86]. Unter die geodätischen Messverfahren fallen auch die *Tachymetrie*, *Photogrammetrie*, *Laserscanning* und *Radarinterferometrie*, vgl. auch [3.183], [3.156], [3.124]. Bei photogrammetrischen Verformungsmessungen sind Auflösungen der Messwerte bis 10^{-6} möglich [3.136].

3.2.2.5 Temperaturmessungen

Die Temperatur kann entweder über berührende Elemente oder berührungslos gemessen werden. Für berührende Messungen sind berührende mechanische (Stabausdehnungsthermometer, Bimetallthermometer) und elektrische (Widerstandsthermometer, Thermoelemente) Sensoren im Einsatz. Das Messprinzip der Widerstandsthermometer (z. B. Platinwiderstand PT100) beruht auf einer Widerstandsänderung. Thermoelemente nutzen den thermoelektrischen Effekt und liefern eine weitgehend temperaturproportionale elektrische Spannung. Mit faseroptischen Temperatursensoren, die nach dem sog. Raman-Effekt arbeiten, können Temperaturprofile entlang einer Glasfaser gemessen werden.

Zur berührungslosen Temperaturmessung dienen (bei höheren Temperaturen) Strahlungs-pyrometer und thermographische Verfahren. Strahlungspyrometer werten die Strahlungsemission einer Oberfläche aus und können für Temperaturen zwischen -50°C und $+4.000^{\circ}\text{C}$ eingesetzt werden.

3.2.2.6 Messungen realer Verkehrslasten

Die Bestimmung der realen Verkehrslasten ist ein wesentlicher Bestandteil für die aktuelle Beanspruchungsermittlung für Straßenbrücken und die Prognosen der Verkehrsentwicklung. Zu Beginn war es üblich, Silhouettenzählungen durchzuführen und einzelne Fahrzeuge, die dem Verkehrsfluss entnommen wurden, statisch zu wiegen. Diese stichprobenartige, punktuelle Verkehrslasterfassung war entsprechend unsicher, so dass *Weigh-in-Motion* (WIM) Systeme entwickelt wurden, um eine kontinuierliche Verkehrslasterfassung zu ermöglichen.

Weigh-in-Motion (WIM) Anlagen werden bereits seit den 1980er Jahren entwickelt und eingesetzt [3.116]. In Amerika gibt es verstärkt Achslasterfassungssysteme, da dort ein Primär-Straßennetz mit den Hauptrouten von Ort zu Ort besteht. Zumeist liegt dort kein Sekundärstraßennetz vor, d. h. parallele Straßenführungen oder Umfahrungen, so dass die Schwerverkehrsfahrzeuge die Wiegeeinrichtungen passieren müssen. In Deutschland hingegen besteht ein ausgeprägtes Sekundärstraßennetz. Hierzulande ist demnach eine Umfahrung der Wiegeeinrichtung relativ problemlos möglich, so dass sich deren Einsatz nicht durchgesetzt hat. Somit sind in Deutschland nur wenige dieser stationären Einrichtungen vorhanden.

Mit WIM-Anlagen besteht eine Möglichkeit,

- allgemeine Verkehrslasten zur Planung zukünftiger und Bewertung bestehender Infrastrukturbauwerke zu erhalten,
- Achslasten zu erfassen,
- Überladungen zu detektieren,
- ein Verkehrsmanagement zu ermöglichen und damit auch die Instandhaltungsplanung zielgerichtet zu steuern.

Diese Anlagen werden nach [3.62] in Low Speed (LS) und High Speed (HS) Systeme unterschieden. Die LS-WIM-Systeme werden für Fahrzeuggeschwindigkeiten < 15 km/h eingesetzt, wodurch dynamische Effekte vermieden bzw. zumindest begrenzt werden. Dafür kommen portable oder fest installierte Wiegesysteme mit hoher Genauigkeit zum Einsatz. Hingegen werden HS-WIM-Systeme für nicht eingeschränkte Verkehrsgeschwindigkeiten zur Erfassung sämtlicher Fahrzeugüberfahrten eingesetzt.

Zur Bestimmung der Achslasten und Gesamtgewichte von Schwerverkehrsfahrzeugen im fließenden Verkehr wird die Messtechnik entweder in oder auf der Fahrbahn installiert. Bei einigen Systemen dient auch das gesamte Bauwerk als Sensor (B-WIM). Die dabei eingesetzten unterschiedlichen Messsysteme können Tabelle 3.4, [2.86] oder auch [3.24] und [3.103] entnommen werden. Diese Technik wurde in den Europäischen Rahmenprogrammen *WAVE* [3.201] bis [3.203], *COST 323* [3.27] und *COST 345* [3.28] bis [3.29] entwickelt und analysiert, vgl. auch [3.35], [3.36] und [3.103]. Begleitende Entwicklungen wie SiWIM (kommerzielles B-WIM), NOR (Nothing-On-the-Road) oder FAD (Free-of-Axle-Detector) werden z. B. in [3.103] beschrieben.

Die Genauigkeitsanforderungen der WIM-Systeme werden in *COST 323* [3.27] thematisiert. Dort finden sich für sechs definierte Genauigkeitsklassen Hinweise zu der Güte der Messstelle und den angestrebten Vertrauensintervallen (Konfidenzniveau). Für diese Auswertungen wird ein zweiseitiges Vertrauensintervall mit $\alpha = 5\%$ angesetzt, vgl. [3.24] und Abs. 3.4.5. Die WIM-Anlagen in oder auf dem Fahrbahnbelag erreichen für Plattensensoren (Wiegeplatten oder Lastzellen) in der praktischen Anwendung maximale Genauigkeiten für die Ermittlung des Fahrzeuggesamtgewichts von $\pm 5\%$ [3.24] [3.129]. Streifensensoren (Piezosensoren als Kabel) sind zwar deutlich günstiger, jedoch auch äußerst sensitiv gegenüber der Fahrzeuggeschwindigkeit. Bei Einsatz einzelner Sensoren liegt die Genauigkeit der Streifensensoren bei $\pm 15\%$ des Fahrzeuggesamtgewichts. Durch Einsatz mehrerer Piezokabel (Empfehlung *COST 323* [3.27]: $n = 16$) kann diese Genauigkeit auf bis zu 6% gesteigert werden.

Da die Installation von WIM-Systemen in und auf der Fahrbahn eine Baumaßnahme, verbunden mit einem Eingriff in den laufenden Verkehr darstellt, stehen B-WIM Systeme im Interesse der Forschung. In erster Linie sind dafür taktile Sensoren vorgesehen. Somit werden bspw. in [I.6], [3.24] und [3.107] mit DMS und induktiven Wegaufnehmern auf die globalen Beanspruchungen im Überbau geschlossen. In Analogie zu einem Teilprojekt des SFB 524 nutzt [3.107] einen generischen Algorithmus zur Auswertung der Messsignale und führt damit eine Fahrzeugdetektion und -lokalisierung sowie die Gesamtlastermittlung durch. In [I.6] sowie [I.4] wird durch wenige DMS im Überbauquerschnitt über die globalen Beanspruchungen auf das Gesamtgewicht geschlossen. Im Rahmen der Kalibrierfahrten konnten damit Mittelwertabweichungen von $-1,3\%$ und ein Variationskoeffizient $v = 3,9\%$ ermittelt werden, vgl. Tabelle 3.4 und Bild 4-20 auf Seite 188. Diese Genauigkeiten gelten natürlich nur für die Kurzzeitmessungen des Kalibrierfahrzeuges mit 38,25 t Gesamtgewicht, vgl. auch [H.24]. Umwelt- und zeitbedingte Genauigkeitsän-

derungen sowie ergänzende Auswertungen für andere Fahrzeuggesamtwerte könnten durch weitere Kalibrierfahrten im Jahreszyklus bestimmt werden. Aufgrund der Nutzung des gesamten Brückenbauwerks als Sensor sind die Gesamtlastermittlungen mit diesen B-WIM Systemen robust gegenüber der i. d. R. unbekannten Fahrzeugdynamik und der Fahrbahnrauigkeitsbedingungen. Bei den in oder auf der Fahrbahn installierten WIM Systemen ist dies ganz anders. Diese sind extrem sensitiv gegenüber Bodenunebenheiten, Fahrzeuggeschwindigkeit und in einigen Fällen auch der Spurlage. In Tabelle 3.4 sind einige „Genauigkeitsangaben“ der beschriebenen Einrichtungen enthalten.

Tabelle 3.4: Genauigkeiten von Messsystemen für die Gesamtwichtserfassung in fließenden Verkehr

	System	Sensorart		Quelle	Genauigkeit (dyn.)
HS-WIM	Wiegeplatte	Wiegeplatte (DMS-Netz)	Sensor	[3.198], [3.88], [3.129]	±1,5% Linearität: ±1,5% vom Messbereich
			Achslast	[3.129]	m = ±5% s = ±10% (P=68%) s = ±20% (P=95%)
		Achsgruppe	Achsgruppe	[3.129]	m = ±5% s = ±9% (P=68%) s = ±15% (P=95%)
			Fahrzeug	[3.129]	m = ±5% s = ±7% (P=68%) s = ±10% (P=95%)
		Achsabstand	Achsabstand	[3.129]	s = ±15% 2 Achsen (5-120km/h)
			Mittelwertsdrift	[3.129]	±3% für 6 Monate
	Lastzelle	Lastzelle / Kraftmessdose		[3.198], [3.88]	±6% für 95% der LKW
	Piezoschlauch	Streifensensor, Piezoeffekt	Fahrzeug	[3.198], [3.88]	±15% für 95% der LKW
	Piezoschlauch	Multi-Streifensensor Piezoeffekt	Achslast	[3.129]	> ±15%
			Fahrzeug	[3.198], [3.88]	±6% für 95% der LKW
HS-B WIM	Kapazitiv	Kapazit. Streifensensor Kapazitätsänderung	Fahrzeug	[3.198], [3.129]	±3% als einzelner Sensor, für dyn. unbek.
	Faseroptisch			[3.14]	
	Bodenplatten-DMS	DMS, globale Durchbiegung	Fahrzeug	[4.4], [4.62]	Δm = -1,3% v = 3,9% (Bild 4.24) ⁽¹⁾
	Fahrbahnübergang	Traversenverformung, lokal	Fahrzeug	[4.4], [4.62]	dynamisch beansprucht
LS-WIM	Gurtplatten-DMS	Dehnungen (DMS) und Bauwerksverformungen	Fahrzeug	[3.107]	
	Wiegeplatte	Transportable oder eingebaute Wiegeplatte (DMS-Netz)		[3.198], [3.88]	s. o.

m Mittelwert s Standardabweichung P Vertrauensbereich (Konfidenzniveau): P=68%=1σ, P=95%=2σ
⁽¹⁾ Diese Angaben gelten für die Kalibrierfahrten

3.2.2.7 Weitere Verfahren

Die *Schallmissionsanalyse* (SEA) wird für die Diagnose und Bewertung von Schädigungen (Rissentstehung und -fortschritt) genutzt, wie sie bei Traglastuntersuchungen und Belastungsversuchen zu finden sind. In Einzelfällen wird auch versucht, die Belastungshistorie über dieses Verfahren zu entschlüsseln, d. h. die bisher maximal ertragene Beanspruchung [3.100]. Die Grundlagen und Möglichkeiten werden z. B. in [3.66], [3.67], [3.92] und [3.136] beschrieben.

In der Ultraschallmesstechnik werden für Messungen an Betontragwerken das Laufzeitmessverfahren und die Resonanzfrequenzmethode genutzt. Bei Untersuchungen von metallischen Bauteilen hingegen das Resonanzverfahren, das Impuls-Echo-Verfahren sowie das Intensitätsverfahren. In den letzten Jahren wurden diese Verfahren bei der BAM [3.3] und der DGZfP [3.32] intensiv behandelt und z. T. mit Verfahren, die elektromagnetische Strahlung nutzen, gekoppelt (z. B. [3.191] bis [3.193]).

Kippvorgänge und Verdrehungen können über Neigungsänderungen gemessen werden. Entsprechende Neigungsaufnehmer arbeiten nach dem Schwingsaitenprinzip, auf Basis von Halbleiterbauelementen oder kapazitiv mit einer Auflösung von ca. 0,01°. In der Geodäsie sind Libellensysteme zu finden.

Bei dynamischen Untersuchungen mit Frequenzen > 10 Hz sind berührungslose Schwingungsmessungen mit dem sog. Messkeilverfahren oder mit Lasern möglich [3.136].

Für die Dauerhaftigkeit eines Tragwerkes sind messbare Umgebungseinflüsse mitverantwortlich. Somit sind die Feuchte, der Chloridgehalt sowie die Karbonatisierung wesentlich für den Korrosionsprozess. Entsprechend wurden für das Korrosionsmonitoring verschiedene Verfahren entwickelt [3.23]. Ebenso wird für die Lokalisierung und Bewertung von Strukturschädigungen z. T. sehr aufwendige Technik eingesetzt. Weiterführende Informationen sind z. B. den Merkblättern der DGZfP [3.32], [3.168] bis [3.170], [3.150], [3.82], [3.83] zu entnehmen.

3.2.2.8 Zusammenfassung

In Tabelle 3.5 sind generelle Kennwerte der o. g. Verformungs-, Neigungs- und Dehnungsmessverfahren enthalten. Für die messtechnische Erfassung dieser Messgrößen werden die Sensoren üblicherweise nach ihrem Einsatzzweck ausgewählt, wobei nachstehende Kriterien zweckmäßig sind:

- erwartete minimale Verformungsänderung (Auflösung, Linearität, Genauigkeit),
- erwartete maximale Verformungsänderung (Messbereich),
- Art der Verformungsänderung (statisch, dynamisch),
- Messzeitraum (Langzeitstabilität),
- Temperaturbereich,
- Umgebungsbedingungen (Feuchtigkeit, Schmutz, Erschütterungen),
- Installationsumgebung (Labor oder in-situ),
- verfügbare finanzielle Ressourcen (Sensorkosten, Installationskosten).

Tabelle 3.5: Messbereich und Messwertauflösung verschiedener Verformungs- und Dehnungsmessverfahren (vgl. [2.86], [3.136], [3.105])

Sensortyp	Messbereich	Linearität ¹⁾	Auflösung ¹⁾	Temperaturbereich
Messuhr (mechanisch)	1 mm		0,001 mm	
	10...25 mm		0,01 mm	
	100...200 mm		0,1 mm	
Setzdehnungsmesser (mechanisch)	1 mm		0,001 mm	
	10...25 mm/m		0,01 mm/m	
LVDT (induktiv)	±1 mm...±50 mm (0,1...200 mm)	≥±0,1%	Messbereich 2.000	–20°C...+120°C
NCS (kapazitiv)	0,1...10 mm		Messbereich 1.000	
MSS (magnetostr.)	100 mm...1000 mm	≥±0,05%	0,01%	–20°C...+80°C
Schwingsaite	1...200 mm 0,2...20 mm/m 10°...30°	0,5%	Messbereich 10.000	bzw 0,2 µm/m
PS (berührend)	±5 mm...±200 mm	≥±0,5%	0,5%	–25°C...+125°C
PSI (induktiv)	50 mm...200 mm	≥±0,1%	0,05%	–40°C...+60°C
DMS (Folie)	2...50 mm/m	K=2,0...6,1	10 ^{–3} mm/m	
DMS (Halbleiter)	< Folie	K>120	10 ^{–4(5)} mm/m	
DMS (Keramik)				...+800°C
BDA (DMS)		K=2,05±0,5%	u≤ ± (2–4)% ²⁾	–10°C...+50°C

LVDT induktiver Wegaufnehmer NCS kapazitiver Wegaufnehmer MSS magnetostruktiver Wegaufnehmer PS Potentiometer mit Schleifkontakten PSI induktiver Potentiometer DMS Dehnungsmessstreifen BDA Betondehnungsaufnehmer

¹⁾ vom Endwert ²⁾ Gesamtfehler u (abhängig von der Endverankerung)

Anmerkung: Die Kabellängen elektrischer Verfahren sind begrenzt auf Einsatzbereiche < 50 bis 100 m

3.2.3 Messwertverstärker für Messungen im Bauwesen

Als wichtigste Verstärkerarten in der Versuchstechnik werden Gleichspannungs- und Trägerfrequenzverstärker eingesetzt. *Gleichspannungsverstärker* sind notwendig, falls Größen gemessen werden sollen, die sich eher langsam verändern oder wann immer bei schnell veränderlichen Größen ein überlagerter statischer Anteil erfasst werden soll. Ihr Frequenzbereich reicht von $f = 0$ Hz bis ca. 300 kHz und stellt den wesentlichen Vorteil dieser Verstärkerart dar. Bei ihrer Anwendung ist jedoch zu beachten, dass sowohl Störspannungen, die in den Anschlüssen der Messleitungen entstehen, als auch Störungen durch elektrische oder magnetische Streufelder nicht ohne weiteres unterdrückt werden können.

Trägerfrequenzverstärker werden in Verbindung mit induktiven oder kapazitiven Aufnehmern eingesetzt. Sie sind für statische und dynamische Messungen im Bereich $f = 0$ Hz bis $0,2 \cdot f_T$ geeignet wobei f_T die Trägerfrequenz (Frequenz der Speisespannung) mit 180 Hz bis 5 kHz bzw. in Sonderfällen 50 kHz bis 100 kHz ist.

Ein Messverstärker sollte keine oder nur vernachlässigbar geringe Fehler in die Messkette einbringen. Daher richtet sich die Qualität eines Verstärkers danach, mit welcher Güte er die Kriterien Linearität, Nullpunktstabilität, Amplituden-Frequenzgang, Sprungantwort, Signal-Rausch-Spannungsverhältnis und Eingangs-/Ausgangswiderstand erfüllt.

Der Zusammenhang zwischen Verstärkereingangs- und Verstärkerausgangsgröße wird durch die Verstärkerkennlinie charakterisiert und gibt die *Linearität* an, vgl. Bild 3-5 (links). Diese sollte im Betriebsbereich näherungsweise linear sein. Ihre Steigung stellt den Verstärkungsfaktor dar. Die relative Größe verbleibender Nichtlinearitäten ist ein Maß für die Verstärkerqualität. Bei handelsüblichen Geräten sind die Verstärkung und die Nullpunktverschiebung einstellbar. Diese beiden Größen sollten möglichst unabhängig von Zeit und Temperatur sein, d. h. es darf keine „Drift“ der Verstärkerkennwerte auftreten. Die *Nullpunktshift* ist die über eine gewisse Zeit oder bei einer Temperaturänderung auftretende Ausgangsspannung bei kurzgeschlossenem Eingang des Verstärkers ($U_e = 0$). Sie wird im Allgemeinen mit Hilfe des Verstärkungsfaktors auf die Eingangsspannung umgerechnet und pro Kelvin angegeben (z. B. 3% pro 10 K). Der Verstärkungsfaktor V sollte von der Frequenz des Messsignals möglichst unabhängig sein. Mit Hilfe des sog. *Amplituden-Frequenzgangs* kann der Bereich ermittelt und dargestellt werden, in dem ein Verstärker diese Forderung erfüllt, vgl. Bild 3-5 (rechts).

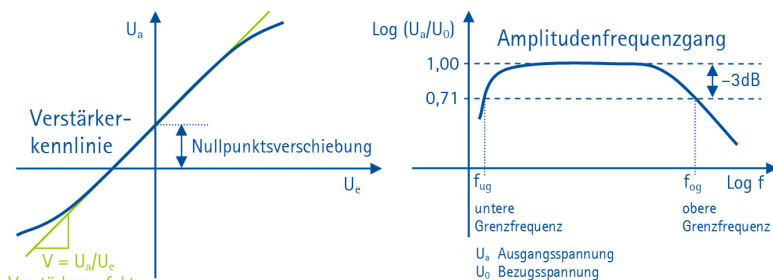


Bild 3-5: Verstärkerkennlinie (links) und Amplituden-Frequenzgang (rechts) nach [VT.4]

In jedem Widerstand einer elektronischen Schaltung entsteht ein *Rauschen* infolge der Wärmebewegung der Elektronen. Die Frequenz und Amplitude der Rauschspannung ändert sich unregelmäßig. Das Rauschen wird unterschieden in weißes Rauschen und farbiges Rauschen, wobei beim weißen Rauschen die spektrale Rauschleistungsdichte frequenzunabhängig ist. Das Spannungsverhältnis zwischen dem eigentlichen Signal und dem Rauschanteil, der sog. „Signal-Rausch-Spannungsabstand“ (SRSA) in dB ist ein Maß für die Verstärkergüte.

Für die Anpassung der Sensoren und Geräte an den Messverstärker werden vielfach feste Eingangswiderstände (Sensoren) und Ausgangswiderstände (Anzeigegeräte, Analog-Digital-Wandler) genutzt. In diesem Fall werden Einheitssignale wie bspw. Spannungen von ± 10 V oder Ströme von 4 mA bis 20 mA definiert. Der Ausgangswiderstand R_S (Quellwiderstand) des Sensors sollte wesentlich kleiner als der Eingangswiderstand des Verstärkers sein, um den Messfehler zu minimieren. Mit Gl. (3-3) kann der Ausgangswiderstand R_S für einen zulässigen Messfehler u in Abhängigkeit des Eingangswiderstandes R_E berechnet werden. Die verwendeten Spannungsverstärker zeichnen sich häufig durch sehr hohe Eingangswiderstände R_E aus.

$$R_S \leq u[\%] \cdot R_E \quad (3-3)$$

Heutzutage werden die Signale i. d. R. digital erfasst. Übliche Sensor-Verstärker-Kombinationen geben jedoch analoge Spannungen aus, die zeitkontinuierlich und stufenlos proportional den Verlauf der jeweiligen Messgröße repräsentieren. Durch die Digitalisierung eines analogen kontinuierlichen Signals über Analog/Digital-Wandler (ADW, AD-Wandlern) können sog. *Abtast-* bzw. *Quantisierungsfehler* resultieren, vgl. Bild 3-6. Auf der Zeitachse werden die Werte abgetastet, und für eine bestimmte Zeiteinheit mit einem festen Wert quantisiert.

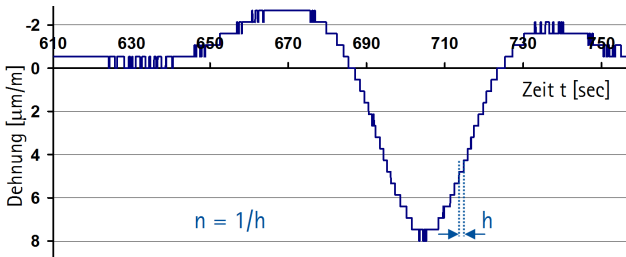


Bild 3-6: Dehnungsverlauf bei der Überfahrt des 60t-Fahrzeugs mit einer Messwertaufösung $\Delta \varepsilon = 5,3 \cdot 10^{-7}$ m/m (aus [1.6])

Die Zahl n der Abtastwerte pro Zeiteinheit entspricht dem Kehrwert des Abtastintervalls h in Bild 3-6. Zur Vermeidung von Spektralfehlern ist für die Abtastung bei dynamischen Messungen (z. B. Schwingungen) das sog. *Shannonsche Abtasttheorem* nach Gl. (3-4) einzuhalten, vgl. [VT.4]. Danach sollte die höchste im Messsignal enthaltene Frequenz f_g kleiner sein als die halbe Abtastfrequenz f_a . Damit wird die Anzahl abzutastender Werte N für eine gegebene Zeitspanne T nach Gl. (3-5) ermittelt. Die höchste erfassbare Frequenz eines beliebigen Signals $x(t)$ ist die halbe Abtastfrequenz („Nyquistfrequenz“).

$$f_g < \frac{f_a}{2} \quad \text{bzw.} \quad h < \frac{1}{2 \cdot f_g} \quad (3-4)$$

$$N = \frac{T}{h} \geq 2 \cdot f_g \cdot T \quad (3-5)$$

Falls im Messsignal höhere Frequenzen als die Nyquistfrequenz enthalten sind, werden diese falsch abgebildet, vgl. Bild 3-7. Dieser systematische Fehler kann vermieden werden, indem entweder sichergestellt wird, dass die Abtastfrequenz das *Shannonsche Abtasttheorem* erfüllt, oder ein Antialiasingfilter einbezogen wird. Mit diesem Filter (Tiefpass) werden vor der Abtastung im AD-Wandler alle Frequenzen, die größer als die Nyquistfrequenz sind, aus dem Messsignal herausgefiltert.

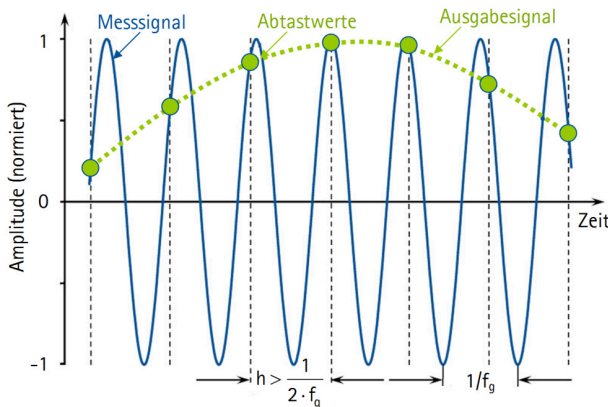


Bild 3-7: Digitalisierung eines kontinuierlichen Signals nach [VT.4]

Digitale Messwerterfassungssysteme nutzen intern das binäre Zahlensystem, bei dem eine Dezimalzahl über den Ausdruck 2^n dargestellt wird. Die Auflösung ist eine Funktion des Exponenten n , der mit 2^n die Anzahl der Stufen bei der Quantisierung bestimmt und mit der Anzahl der Bits oder der Länge eines binären Wortes gleichbedeutend ist. Die Messsignale liegen üblicherweise im Bereich ± 10 V. Falls bspw. bei der AD-Wandlung der Exponent $n = 12$ gewählt wird, so entspricht eine Quantisierungsstufe $q = 20 \text{ V} / 2^{12} = 4,88 \text{ mV}$. Die sog. *relative Messunsicherheit* wird auf den absoluten Maximalwert (hier 10 V) bezogen und hat einen Wert von $0,488 \cdot 10^{-3}$. Im Allgemeinen wird eine solche Größenordnung vernachlässigt.

Angaben zur statistischen Messunsicherheit eines Messwertverstärkers Typ HBM MGCplus, der auch für die in Abs. 4 beschriebenen Messungen eingesetzt wird, finden sich in Tabelle 3.20 auf Seite 166.

3.2.4 Datenermittlung, Auswertung und Interpretation

Jeder Sensor hat eine *Messunsicherheit*, also eine zufällige Abweichung des gemessenen Signals gegenüber dem „richtigen“ Wert. Bei geeichten Geräten werden *Eichfehlergrenzen* für definierte Randbedingungen (z. B. Temperaturbereich) angegeben, die zu den *Genauigkeitsklassen* der Geräte führen. Somit gibt bspw. die Genauigkeitsklasse „1“ an, dass der zulässige Gerätefehler max. 1% des Anzeigewertes beträgt.

Die Sensoren und Aufnehmer messen physikalische Erscheinungen zunächst als analoge Größen. Erst durch Skalierung werden daraus digitale Signale, die der Weiterverarbeitung zugeführt werden. Dabei durchlaufen sie die *Messkette*, die sich aus mehreren Übertragungsgliedern zusammensetzt, vgl. Bild 3-2 auf Seite 119. Innerhalb der Messkette kann die Ergebnisfehlergrenze über das Gaußsche Fehlerfortpflanzungsgesetz ermittelt werden (→ Abs. 3.5.1).

3.2.4.1 Datentransport und -speicherung

Die Sensoren übermitteln ihre Informationen über Messkabel oder kabellos. Insbesondere an Bauwerken, bei denen eine Kabelinstallation schwierig oder unerwünscht ist (z. B. historische Gebäude) werden kabellose Sensoren, sog. *Smart Sensors*, eingesetzt. Diese i. d. R. als Sensornetze arbeitenden autonomen Systeme haben in den letzten Jahren, nicht zuletzt durch internationale Förderprogramme [3.190], große Innovationen erfahren, vgl. auch [3.155], [3.65]. Die als *Motes* bezeichneten Sensorknoten sind gekapselte Einheiten mit integrierten Kleinstcomputern und Wandlern, eigener Energieversorgung, Funkmodul und mehreren Sensoren geringer Abmessung, sog. *MEMS* (Micro-Electro-Mechanical System). Diese Messsysteme sind aufgrund der begrenzten Batteriekapazitäten innerhalb der Motes sehr energiesparend zu konzipieren. Daher werden bei einigen dieser Systeme kleine Mengen elektrischer Energie bereits aus den Umgebungsbedingungen (Temperatur, Erschütterungen etc.) piezo-, thermo- oder photoelektrisch gewonnen (*Energy Harvesting*).

Bei kabelgebundenen Systemen mit Sensoren, deren Messprinzip auf der Auswertung des Ohmschen Widerstands beruht, ist die Kabellänge (i. d. R. mehradrige Kupferleitungen) zwischen Sensor (z. B. DMS, LVDT) und Messwertverstärker im Allgemeinen auf maximal 50 bis 100 m begrenzt. Bei erforderlichen größeren Messkabellängen können Bus-Systeme eingesetzt werden, durch die das Messsignal gewandelt und über eine Ethernet-Verbindung an den Messwertverstärker geleitet werden ([1.4], [1.6], [3.104]). Auch Lichtwellenleiter haben sich bewährt (z. B. bei den Messungen an der Fehmarnsundbrücke [3.99]).

Die Messdaten werden im Messwertverstärker synchronisiert aufgezeichnet und auf einen stationären Messrechner übertragen.

3.2.4.2 Datenauswertung

Die Mess- und Versuchsdaten liefern vielfältige Informationen über das Verhalten der untersuchten Bauteile und Tragwerke. Sie sind abhängig vom Messobjekt, den Messbedingungen und eingesetzten Messgeräten sowie dem Faktor Mensch. Die Daten werden i. d. R. automatisiert verarbeitet und gespeichert. Aus messtechnischer Sicht sind unbearbeitete Rohdaten für eine spätere Auswertung am Besten geeignet. Aus Gründen der

Energieeffizienz (insbesondere bei kabellosen Sensoren), des z. T. erheblichen Messdatenumfanges und der Messdatenrelevanz werden die Daten jedoch oftmals frühzeitig reduziert. Dabei gehen Informationen unwiederbringlich verloren.

Falls die Messeinrichtung kalibriert ist und somit die systematischen Abweichungen korrigiert wurden, verbleiben die unvermeidlichen Restfehler „u“. Zufällige Abweichungen können durch wiederholte Messungen einer Messreihe (Stichprobe mit n Wiederholungen) ermittelt und abgeschätzt werden. Damit lassen sich der Mittelwert nach Gl. (3-6) und die empirische Standardabweichung der Stichprobe nach Gl. (3-7) errechnen.

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n x_i \quad (3-6)$$

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (3-7)$$

Die Abweichung des Mittelwertes der Stichprobe nach Gl. (3-6) zum Mittelwert μ der Grundgesamtheit wird über ein Konfidenzintervall P mit der Wahrscheinlichkeit α bzw. dem Vertrauensniveau (Konfidenzniveau) $(1 - \alpha)$ abgeschätzt, vgl. auch Abs. 3.4.5. Für technische Probleme wird $P = 95\%$ vorausgesetzt [R.11] bis [R.14] (zweiseitiges Konfidenzintervall mit $\alpha = 5\%$), vgl. auch Bild 8-2 auf Seite 286. Die halbe Weite des ermittelten Konfidenzintervalls für den Mittelwert ist die Zufallskomponente u_z der Messunsicherheit, die auch in DIN 1319 Teil 3 [R.13] angegeben wird. Über Ringversuche kann die systematische Messunsicherheit u_s bestimmt werden. Die gesamte Messunsicherheit resultiert aus der zufälligen und der systematischen Messunsicherheit nach Gl. (3-8) (→ Mittelwert bei unbekannter Standardabweichung in Tabelle 3.13 auf Seite 155). Das endgültige Messergebnis wird mit Gl. (3-9) angegeben. Auf die Unsicherheiten in der Messtechnik wird noch in Abs. 3.5 eingegangen.

$$u = u_z + u_s = t \cdot \frac{s}{\sqrt{n}} + u_s \quad (3-8)$$

u	gesamte Messunsicherheit
u_z	zufällige Messunsicherheit
u_s	systematische Messunsicherheit
t	Quantilwert der t-Verteilung, vgl. Tabelle 8.1 auf Seite 286
n	Anzahl der Messwerte x_i
s	Standardabweichung der Stichprobe nach Gl. (3-7)

$$y = \bar{x} \pm u \quad (3-9)$$

y	Messergebnis
\bar{x}	Messwert (Erwartungswert)

Die strukturierte und zielgerichtete Datenauswertung stellt i. d. R. einen größeren Aufwand dar, als die eigentliche Messung und Speicherung der Messgrößen. Daher finden sich in kommerziellen Anwendungen automatisierte Systeme, die peak-Analysen und statistische Verfahren umsetzen und somit wesentliche Informationen selektieren. Dies ist insbesondere bei autarken Systemen (ohne externe Energieversorgung, z. B. bei Mo-tes/MEMS) essentiell. Dafür sind geeignete Algorithmen erforderlich, die ggf. an das Messobjekt anzupassen sind, vgl. auch [3.16].

3.3 Experimentelle Methoden

Die Auswahl der Messverfahren richtet sich nach dem zu untersuchenden Objekt. Dabei wird zwischen Material-, Prüfkörper, Bauteil- und Tragwerksuntersuchungen unterschieden. Kompendien der Messtechnik wurden bereits in der Vergangenheit zusammengestellt. In der Fachliteratur sind die Verfahren, ihre Grundsätze und Voraussetzungen detailliert beschrieben, vgl. z. B. [2.86], [3.78], [3.3] [3.4], [3.182], [3.180], [3.178], wobei vor allem zerstörungsfreie Prüfverfahren genannt werden. Auch derzeit sind entsprechende Sammlungen in der Bearbeitung, die sich strukturell deutlich von bisherigen unterscheiden. Für die *Deutsche Gesellschaft für zerstörungsfreie Prüfung (DGZfP)* [3.32] wird derzeit eine *verfahrensorientierte* Sammlung erstellt, d. h. die Messtechnik wird nach ihrem Messprinzip gruppiert. Eine *problemorientierte* Sammlung hingegen, in der für eine zu lösende Messaufgabe die dafür einsetzbaren Messtechniken unabhängig von ihrem Messprinzip zusammengestellt werden, steht noch aus. Seit 2009 wird innerhalb der GESA eine solche Zusammenstellung angestrebt.

3.3.1 Laboruntersuchungen

Im Labor können Untersuchungen unter definierten Rahmenbedingungen durchgeführt werden. Dort sind kalibrierte Belastungseinrichtungen und relativ gleich bleibende Umgebungsbedingungen vorhanden. Trotz dieser guten Voraussetzungen bestehen systematische Unterschiede zwischen den einzelnen Laboren bzw. stationären Versuchseinrichtungen. Diese Unterschiede werden in unregelmäßiger Folge durch sog. Ringversuche aufgedeckt. Im Labor werden chemische, elektrische, elektrochemische und mechanische Untersuchungen durchgeführt.

3.3.2 In-situ-Messungen

Bei Untersuchungen in-situ werden am Tragwerk Einwirkungen (z. B. Windgeschwindigkeiten, Temperaturen), Beanspruchungen (z. B. Bauteildehnungen) und Bauteilwiderstandsparameter (z. B. Betondruckfestigkeit, Betonhaftzugfestigkeit) ermittelt. Da diese Untersuchungen i. d. R. an genutzten Tragwerken durchgeführt werden, kommen dabei zerstörungsfreie Prüfmethoden (ZfP) zum Einsatz. In besonders begründeten Fällen oder zur Absicherung der zerstörungsfrei ermittelten Testergebnisse sind auch zerstörende Verfahren möglich. Mittlerweile sind sehr viele Untersuchungsverfahren etabliert und kommerziell verfügbar. Neue Aufgaben und technische Möglichkeiten führen jedoch zur Entwicklung neuer Verfahren, z. B. [3.94], [3.213].

3.3.3 Zerstörungsfreie und zerstörende Prüfmethode

Die Deutsche Gesellschaft für zerstörungsfreie Prüfung (DGZfP) [3.32] hat eine Vielzahl zerstörungsfreier Prüfmethode analysiert. Über den entsprechenden Fachausschuss für das Bauwesen wurde von der Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM) eine sehr umfangreiche Sammlung zerstörungsfreier Prüfmethode (ZfP) bereitgestellt [3.3], vgl. auch Bild 3-8.

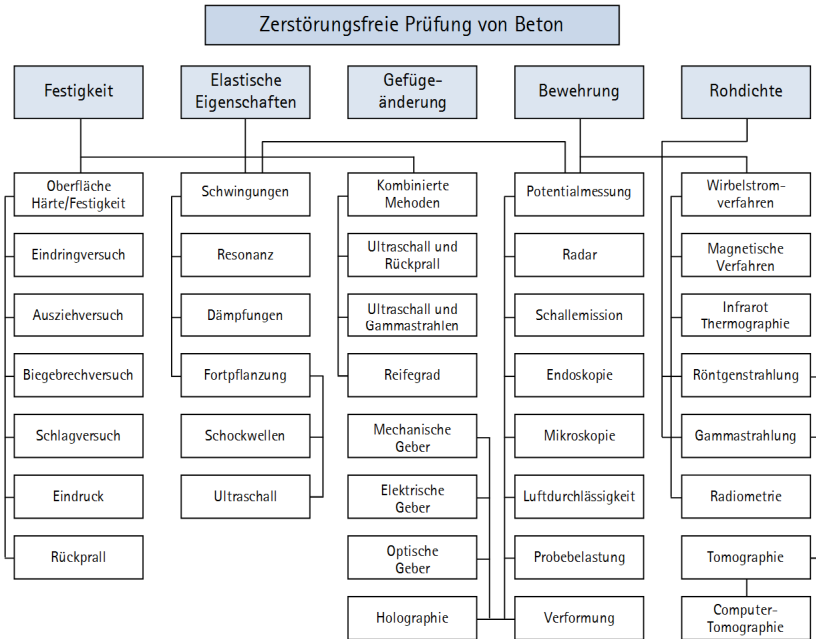


Bild 3-8: Zerstörungsfreie Prüfungen von Beton nach Teodoru, vgl. [3.12]

Einige im Bauwesen häufig verwendete Verfahren und Geräte sind in Tabelle 3.7 aufgeführt. Die wichtigsten Methoden für den Brückenbau werden in Tabelle 3.6 genannt, vgl. [3.9], [3.12] und [1.4]. Für die Gesamtzustandsbewertung von Brücken sind darüber hinaus die in Tabelle 3.8 genannten Messungen am realen Bauwerk erforderlich.

Tabelle 3.6: Wesentliche Prüfmethode für Betonbrücken

Wesentliche Methoden	Ziel
Visuelle, optische Untersuchung	Sichtung erkennbarer Merkmale an der Oberfläche
Abklopfen der Oberfläche	Erfassung von oberflächennahen Hohlstellen
Öffnen von Hohlstellen	Zustandserfassung im Inneren
Materialentnahme	Chemische, physikalische und mechanische Prüfungen

Tabelle 3.7: Zerstörungsfreie Prüfmethode(n) im Bauwesen (Beton, Auswahl)

Verfahren	Messgröße	„Genauigkeit“	Regelwerk	Literatur
Rückprallhammer	Betondruckfestigkeit	$\pm 25\%$	DIN	[1.4]
Bewehrungs- suchgerät	Betondeckung, Bewehrungsdurchmesser, Bewehrungslage <i>elektromagnetisch</i>		DIN DGZfP Merkblatt B2	
Potential- messungen	Bewehrungsstahlkorrosion <i>elektrochemisch</i>		DGZfP Merkblatt B3	[3.169] [3.150] [3.194]
Spektroskopie (LIBS)	Korrosionsmonitoring			[3.82]
	Chloridgehalt			[3.194]
Endoskopie	Feuchte			[3.168]
	Karbonatisierung			
Endoskopie	Hohlräume, Fehlstellen		DGZfP Merkblatt B6	
Ultraschallge- schwindigkeit	Festigkeit	$\pm 30\%$		[1.4]
Ultraschallecho	Bauteildicken, Ortung von Bewehrung und Fehlstellen (Risstiefe, Verpressfehler)		DGZfP Merkblatt B4	[3.194]
Impakt Echo	Bauteildicken, Fehlstellen, Schäden, Brüche		DGZfP Merkblatt B11	[3.194]
Radar	Ortung, Feuchteverteilung, Belagsdicken, Baugrund		DGZfP Merkblatt B10	[3.194]
Radiographie	Ortung metallischer Einbau- teile und Fehlstellen			[3.194]
Thermographie	Fehlstellenortung			[3.194]
Photogrammetrie	Räumliche Koordinaten			
Remanenz- magnetismus	Spannstahlbrüche <i>magnetisch</i>			[3.194]

Tabelle 3.8: *Ergänzende Messungen für eine Gesamtbestandsbewertung von Brücken*

Messung	Aussagen über ...
Temperatur	Lufttemperatur, Bauwerkstemperatur
Feuchtigkeit	Luftfeuchte
Rissbreiten und -bilder	Bauteilbeanspruchung
Dehnungen	Beton-, Bewehrungs- und Spannstahlbeanspruchung
Zustand	Bewehrung
Bewehrungslage	Betondeckung
Endoskopie	Beurteilung von Spanngliedern und Hohlstellen
Karbonatisierung	Bewehrungskorrosion
Chloridbelastung und -migration	Bewehrungskorrosion
Geodätische Verfahren	Geometrie und Geometrieveränderungen
Einwirkungen	Beanspruchung

Weitere zerstörungsfreie Prüfverfahren wie der Laservibrometer, das Schallmissionsverfahren, das Impact-Echo-Verfahren, das Ultraschallverfahren, die Radiographie und Computertomographie, das Radar-Verfahren, elektromagnetische Verfahren sowie Endoskopie werden ebenfalls in [3.4], [3.12] und [3.194] behandelt. Mit Blick auf eine Strukturidentifikation von Brücken werden dort auch die Grundzüge dynamischer Prüfverfahren beschrieben.

Zerstörende Prüfverfahren sind dadurch gekennzeichnet, dass am Bauwerk z. B. durch eine Bohrkernentnahme ein sichtbarer Schaden entsteht, der anschließend wieder instandgesetzt werden muss. Bei der zerstörenden Prüfung werden also aus dem Tragwerk Materialproben entnommen und im Labor getestet. Im Gegensatz dazu werden für Bauteil- oder Tragwerksüberprüfungen Probelastungen (→ Abs. 2.7.1.4 und 3.3.5) durchgeführt. Einige zerstörende Prüfverfahren sind in Tabelle 3.9 enthalten. In Tabelle 3.10 sind die wesentlichen Prüfverfahren einander gegenüber gestellt.

Tabelle 3.9: *Zerstörende Prüfverfahren zur Voruntersuchung vorhandener Schäden*

Verfahren	Messgröße	Regelwerk
Bohrkernentnahme	Betondruckfestigkeit, E-Modul,	DIN 13791 (2008)
	Querdehnung, Schichtenaufbau, Bewehrungslage	DIN 12504-1 (2009)
Haftzugprüfung	Oberflächenhaftzugfestigkeit	DIN 1048-2 (1991) ZTV-ING (2010) ZTV-SIB '90 (seit 2003 ZTV-ING) DIN EN 13892-8 (2003) DIN 18555-6 (1987) ISO 4624 (2003)
Phenolphthalein	Karbonatisierungsfront	
Bohrmehlentnahme	Chemische Analysen (z. B. Chloridgehalt)	

Tabelle 3.10: Prüfverfahren zur Voruntersuchung vorhandener Schäden [3.130]

Schadens- gruppe	Schadensart	Prüfverfahren	
		zerstörungsfrei	zerstörend
Beton- schäden	Gefüge	Augenschein	Bruchflächenbeurteilung
	Fehlstellen / Porosität / Dichtigkeit / Saugfähig- keit / Luftporen	Taschenmikroskop Abklopfen / Ultraschall / Gasdurchlässigkeit	Schliff / Dichte / Kapillares Saugvermögen / Wasserdurchlässigkeit
	Abplatzungen / Hohl- räume / Einschlüsse	Abklopfen / Ultraschall / Radiographie / Thermographie	Beton entfernen
	Risse (Verfolgung der Verände- rungen vorhandener Risse während der Probelastung)	Augenschein / Risslupe / Ultraschall / Radiographie	Risstiefe über Bohrkern
	Karbonatisierung	-	Sprühtest / Schliff / pH-Wert-Bestimmung u. a.
	Chloridgehalt	-	Labor: messtechnische Verfahren / Röntgenfluoreszenzanalyse / Elektronenstrahl-Mikroanalyse ... Baustelle: Sprühtests / Silbernitratpapier / Quantab-Verfahren u. a.
Bewehrungs- schäden (Betonstahl, Spannstahl)	Korrosion	Potentialmessung	Messungen des Rostabtrages / der Form, Größe (Tiefe) und Verteilung der Narben / Probeentnahme und Laboranalyse
	Geometrische Abweichungen (Lage, Durchmesser)	Magnetische bzw. elektro- magnetische Prüfung / Radiographie / Thermographie elektromagnetische Erwärmung	Beton entfernen und abmessen
Konstruktive Schäden	Verbund / hohle Bereiche	Abklopfen / Ultraschall / Radiographie	Abrissprüfung / Endoskopie
	Verpressfehler beim Spannstahl	Ultraschall / Radiographie	Endoskopie / Hohlraumvermes- sung mit Vakuumverfahren u. a.
	nicht funktionierende Entwässerung und Abdichtung	Augenschein / Feuchtemessung	-
	Lagerschäden / Schäden an Übergangs- konstruktionen	Augenschein (Verschiebungsmessungen während der Probelastung)	-

Die Geometriedaten können mit hoher Genauigkeit auch mit geodätischen Methoden bestimmt werden. In [3.12] und [3.156] werden die Grundzüge der wesentlichen geodätischen Verfahren erläutert, vgl. auch Abs. 3.2.2.4. Im Allgemeinen werden das Handaufmaß, die Photogrammetrie, der Laserscanner, die Triangulation, der Tachymeter sowie das differenzielle GPS eingesetzt.

3.3.4 Monitoring

Der englische Begriff „Monitoring“ bedeutet „Überwachung“. Insofern ist jegliche Art der Überwachung ein Monitoring. Dennoch sind für diesen Begriff im Bauwesen unterschiedliche Auslegungen zu finden. Somit wird bspw. eine Dauermessung z. T. nur dann als Monitoring bezeichnet, falls eine sofortige bzw. zeitnahe Auswertung der Messdaten durchgeführt wird und unmittelbare Konsequenzen aus den Messergebnissen resultieren (z. B. „Ampel-System“).

Der wesentliche Nutzen von Monitoring-Systemen liegt in:

- Überwachung, Auswertung und Benachrichtigung in Echtzeit;
- Informationen über das zeitliche Tragverhalten (Tragwerkshistorie);
- frühzeitige Schädigungserkennung;
- Informationen für präventive, zuverlässigkeitsbasierte Instandhaltungsstrategien;
- Kalibrierungsdaten für analytische Modelle (Validierung und Verifikation);
- sinnvollerer Einsatz von Erhaltungsaufwendungen;
- Reduzierung von Laboruntersuchungen, Inspektionen und human errors.

Monitoring-Systeme werden unterschiedlich ausgelegt. Einige dienen dem sog. *Structural Health Monitoring* (SHM), andere der *Systemidentifikation*. Im Bereich der Dauerhaftigkeitsbewertung wird zudem das *Corrosion-Monitoring* genannt. In [3.186] wird unterschieden in

- Top-Down-Monitoring-Systeme (*Systemidentifikation*)
- Bottom-up-Monitoring-Systeme (*Structural Health Monitoring*)

Mit dem *Top-Down-Ansatz* wird das Ziel verfolgt, durch ein globales Strukturmonitoring auf Schäden zu schließen, vgl. [3.34], [3.38]. Dieser Ansatz mit zumeist im linearen Bereich durchgeführten ambienten Messungen ist bspw. aus Eigenfrequenzanalysen bzw. der Modalformermittlung her bekannt. Die dynamische Systemidentifikation beruht auf der Auswertung und Interpretation der sog. *Key Performance Indikatoren* nach Bild 3-9, vgl. [3.207]. Diese beschreiben das Systemverhalten und geben durch einen Vergleich mit früheren Messungen oder Berechnungen Aufschluss über den Zustand des untersuchten Tragwerks. Für die Schadenserkenkung ist eine Steifigkeitsänderung nicht praktikabel, da sie als Indikator zu unempfindlich ist. In der Literatur wird daher empfohlen, höhere Frequenzen und dabei insbesondere den bei zunehmender Schädigung erkennbaren Energietransfer von den niedrigen zu den höheren Frequenzen zu nutzen [3.207], [3.186]. Die Ursache für diesen Energietransfer wird in dem nichtlinearen Verhalten der Strukturantwort des dynamischen Systems vermutet. Diese Nichtlinearitäten können durch verschiedene Schäden – u. a. auch durch Risse – verursacht werden. Weitere Arbeiten auf diesem Gebiet zeigen, dass diese *Systemidentifikation* unter Laborbedingungen ggf. zum Ziel führt [3.111], [3.22], [3.200]. Für den in-situ Einsatz insbesondere bei Betontragwerken sind diese Methoden – trotz vorhandener Systeme wie z. B. BRIMOS [6.3] – nicht unumstritten.

Frequenzanalyse	Eigenform	Schwingungsintensität	Ableitungspfad	zeitliche Entwicklung	örtliche Entwicklung
Integrität	Bedienbarkeit	Ermüdungsbewertung	Schadenslokalisierung	Lebenszyklus	Steifigkeitszuordnung

Bild 3-9: *Key Performance Indikatoren, die das Systemverhalten beschreiben*

Beim *Bottom-up-Ansatz* wird der Weg beschritten, über lokale Messungen auf lokale und globale Eigenschaften zu schließen. Mit dem sog. *Structural Health Monitoring* (SHM) wird versucht, die gesamte strukturelle Sicherheit und Zuverlässigkeit von Ingenieurbauwerken zu verbessern.

Monitoring-Systeme ermöglichen ein sofortiges Erkennen von wesentlichen strukturellen Veränderungen oder der Ausfälle kritischer Elemente. Damit können bei einem Schaden kurzfristig Ereignisse in Gang gesetzt werden, um eine Gefahr abzuwenden (z. B. durch eine Straßensperrung oder Alarmierung einer zuständigen Behörde). Unter einem Schaden wird dabei eine Änderung der Materialeigenschaften und/oder der Geometrie in einem Tragsystem verstanden, womit eine Beeinträchtigung des gegenwärtigen und zukünftigen Bauwerks- oder Tragsystemzustandes verbunden ist.

Die Schadensidentifizierung ist nach [3.209] untergliedert in

- *Schadensdetektion* – Nachweis, dass ein Schaden überhaupt vorhanden ist;
- *Schadenslokation* – Feststellung, wo dieser Schaden auftritt;
- *Schadenstypisierung* – Klassifizierung bzw. Typzuordnung des Schadens;
- *Schadensausmaß* – Beurteilung der Schwere des Schadens.

In den letzten 20 Jahren wurden zahlreiche Beiträge zum SHM geliefert. Damit konnten auch verallgemeinerte Prinzipien zum SHM entwickelt werden, die je nach Interessengruppe der vorliegenden Problemstellung angepasst werden. Jedoch sind praktische Anwendungen immer strukturangepasst und individuell. Mögliche Beispiele für strukturspezifische Messaufgaben sind die Messung einer Dehnung oder die Messung einer Chloridkonzentration in unterschiedlichen Tiefen an einer zuvor definierten Messstelle bzw. an einem „Hot-Spot“. Im Bereich des Bauingenieurwesens wurde nicht zuletzt durch Adaption erfolgreicher Strategien aus dem Bereich der Luft- und Raumfahrt oder des Automobilbaus großer Nutzen gezogen.

Überwiegend wird SHM zur *Diagnose* eines möglichen Problems eingesetzt. Die dafür erforderlichen Schritte sind:

- Festlegung einer potenziellen Problemstelle am Bauwerk (Hot Spot);
- Installation geeigneter Sensoren an den Hot Spots;
- Installation der gesamten Messanlage;
- Messung (kurzzeitig, langandauernd, permanent);
- Messdatenauswertung (online, zeitverzögert, nach Bedarf);
- Rückbau (vollständig, teilweise oder gar nicht).

Nur wenn die kritischen Bereiche erfasst werden, sind die im Rahmen des SHM durchgeführten lokalen Messungen auch für die Generierung der Eingangswerte probabilistischer Analysen geeignet. Somit sind für lokale Monitoring-Methoden erweiterte Kenntnisse über die räumliche Sensoranordnung wesentlich.

Der Einsatz von SHM an Bestandsbauwerken ermöglicht, sowohl experimentelle Daten zu ermitteln als auch Fehler aufzudecken. Dadurch liegen Informationen vor, die auch den Entwurf und die Ausführung künftiger ähnlicher Bauwerke positiv beeinflussen könnten. Vorhandene Schäden zu erkennen und ihre Ursachen zu hinterfragen ist wichtig für die Bestandserhaltung und den Neubau. Durch Schadensdatenbanken wird dieses Wissen gesammelt und bereitgestellt (vgl. Abs. 4.1). Einige markante Schäden und zugehörige Überprüfungs- bzw. Monitoring-Möglichkeiten sind bspw. im Anhang in Abs. 8.5 aufgeführt.

Bei allen Versagensarten und Tragwerken sind i. d. R. Systemzuverlässigkeiten zu ermitteln, vgl. Abs. 2.6. Auch bei messtechnisch überwachten Tragwerken kann sich über die Monitoring-Dauer ein kritischer Monitoring-Pfad einstellen, der von der jeweiligen Systemstruktur und den Versagensmechanismen abhängt, vgl. Bild 3-10. Über diese Betrachtung kann bei einer vorgegebenen Zielzuverlässigkeit (z. B. im SLS: $\beta = 1,5$) auf ein Wartungsintervall, d. h. den Abstand zwischen den Inspektionen geschlossen werden. Auf die praxisnahe Anwendung von Monitoringsystemen wird in Abs. 4.4.2 (Brücken) und Abs. 4.5.3 (Windenergieanlagen) näher eingegangen.

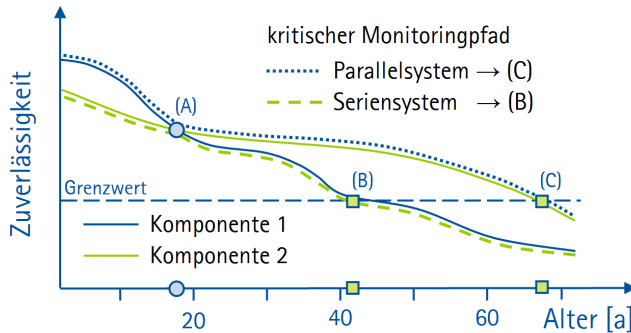


Bild 3-10: Zeitvariantes Monitoring-System für Serien- und Parallelsysteme
frei nach [2.79], [3.186]

3.3.5 Experimentelle Tragsicherheitsbewertung

Falls Tragwerke oder ihre Bestandteile bspw. aufgrund fehlender Bauunterlagen statisch nicht nachgewiesen werden können, besteht die Möglichkeit eines Tragsicherheitsnachweises auf Grundlage einer *experimentellen Tragsicherheitsbewertung*. In [3.130], [3.49], [3.15] und [3.110] wird die historische Entwicklung der zunächst als *Probelastungen* und später als *Belastungsversuche* bezeichneten Untersuchungen dargestellt. Zunächst waren Probelastungen in nationalen und internationalen Massivbaunormen der 1970er Jahre geregelt, vgl. [3.130]. Aufgrund der ungenügenden Kenntnis über den Abstand der Prüflast zur Bruchlast wurden die Probelastungen jedoch nicht in die revidierten Normenfassungen übernommen. Die Randbedingungen für diese *Belastungsversuche* wurden in verschiedenen Forschungsprojekten (EXTRA I [3.182], EXTRA II [3.180], BELFA [3.178], [3.70]) ermittelt und in der „Richtlinie für Belastungsversuche“ des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton [R.81] geregelt, vgl. auch [3.127]. Obwohl diese Richtlinie nicht bauaufsichtlich eingeführt ist, gilt sie doch als Handlungsanweisung, die mittlerweile wieder in der DIN 1045-1 [R.3] als Fußnote angeführt wird. Auch im Bereich der Deutschen Bahn AG werden analoge Verfahren eingesetzt, vgl. [R.67] bis [R.69]. Damit wurde eine rechtliche Grundlage geschaffen, um für den Standsicherheitsnachweis bestehender Bauwerke und Tragwerksteile im Rahmen einer „hybriden Statik“ auch *Belastungsversuche* als Ergänzung des rechnerischen Nachweises der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit durchzuführen. Die Methodik und Technik *experimenteller Tragsicherheitsbewertungen* ist vielfach umgesetzt, siehe z. B. [3.17], [3.30], [3.48], [3.72], [3.96], [3.128], [3.154], [3.177] bis [3.182] und Bild 3-11.

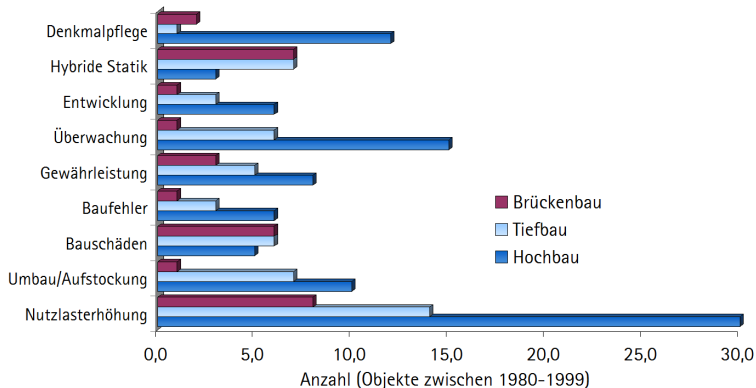


Bild 3-11: Anwendungsbereiche für Belastungsversuche eines Ingenieurbüros, vgl. [3.179]

Über statische oder dynamische Traglastuntersuchungen können vorhandene Traglastkapazitäten verifiziert werden. Dieses Verfahren wird an Hochbauten und Brücken eingesetzt und i. d. R. wird ein zweistufiger Ansatz verfolgt, bei dem

1. Überbeanspruchungen versuchstechnisch erfasst und dokumentiert werden (z. B. bei Brücken über Achslast- und Gesamtgewichtermittlungen) und
2. die minimale Tragfähigkeit über einen Belastungsversuch abgeschätzt wird.

Über statische Probelastungen soll die Tragfähigkeit für vorhandene Beanspruchungen eines Tragwerks experimentell nachgewiesen werden. Dabei wird aus realitätsnahen Einwirkungen ein Lastregime festgelegt, mit dem die Struktur im linear-elastischen Bereich bis zu einer Grenzlaster beansprucht wird. Über diese Untersuchungen können vorhandene, rechnerisch nicht erfassbare Reserven, aber auch verborgene Schäden und Mängel sowie die effektive Tragsicherheit ermittelt werden. Für weiterführende Bewertungen sind Angaben über das Tragwerksalter, Schädigungen, Extremwerte der Beanspruchungen und Risiken der Probelastung erforderlich [3.43], [3.177].

Bei statischen Belastungsversuchen wird die Tragwerksantwort unter kurzzeitiger Beanspruchung benötigt. Entsprechend wird die Messtechnik ausgelegt. Die zu erwartenden Dehnungen und Verformungen im linear-elastischen Bereich sind vergleichsweise gering. Daher werden DMS und induktive Wegaufnehmer eingesetzt. Über Schallemissionsanalysen (SEA) sollen zudem kritische Beanspruchungszustände rechtzeitig angezeigt werden.

Um die Sensorik an Brückentragwerken zu kalibrieren, werden definierte Beanspruchungen auf das Tragwerk gebracht. Dies können z. B. LKWs mit zuvor gewogenen und vermessenen Achslasten und Gesamtgewichten sein. Diese Kalibrierfahrzeuge überfahren das Brückentragwerk in verschiedenen Geschwindigkeiten, Randabständen zu den Schutzeinrichtungen und Längsabständen zu weiteren Fahrzeugen. Derartige Kalibrierfahrten sind auch als Belastungsversuche zu werten: einerseits als statische Versuche, falls sie stehen oder in Schrittgeschwindigkeit fahren ($< 15 \text{ km/h}$, vgl. WIM-Anlagen), andererseits als dynamische Versuche bei verschiedenen Geschwindigkeitsstufen, vgl. Abs. 4.4.2.1.

Über dynamische Belastungsversuche werden Rückschlüsse auf die Strukturintegrität möglich. Für diese Versuche haben sich die im vorherigen Absatz genannten Verfahren der Schwingungsanalyse am Markt durchgesetzt, die auf die (natürlichen) Resonanzfrequenzen der Tragstruktur abzielen. Weiterführende Informationen sind z. B. in [2.86], [3.209] und [3.186] enthalten.

Der wesentliche Vorteil von *Belastungsversuchen* in-situ besteht darin, dass die physikalische Wirklichkeit zutreffender abgebildet werden kann, als dies in klassischen statischen Berechnungen mit den dort zu Grunde gelegten physikalischen Annahmen und Rechenmodellen möglich ist. Bei unsicheren Annahmen, aber auch Abweichungen zwischen Planung und Bauausführung lassen sich häufig mit einfachen Mitteln und mäßigem experimentellen Aufwand zutreffende Systemwerte ermitteln und in den analytischen statischen Nachweis einbauen. Belastungsversuche dürfen nur bei duktilen Bauteilen und Tragwerken durchgeführt werden oder falls gegen ein unangekündigtes Versagen Vorsorge getroffen wird. Eine für diese Versuche konzipierte selbstsichernde hydraulische Belastungseinrichtung ist in Bild 3-12 dargestellt. Die erforderliche Belastung wird kontrolliert in zuvor definierten Lastschritten mittels Hydraulikzylinder in das zu bewertende Bauteil eingeleitet. In einem geschlossenen Kräftekreislauf werden die Reaktionskräfte entweder gegen das Testobjekt oder gegen die Auflager rückverankert.

Bei diesen *Probelastungen* werden folgende Annahmen zu Grunde gelegt:

- der technische Zustand ändert sich zwischen den Probelastungen nicht (innerhalb der Gültigkeitsdauer);
- in Einzelfällen wird ein begleitendes Monitoring durchgeführt, um den Einfluss thermischer Änderungen bewerten zu können.

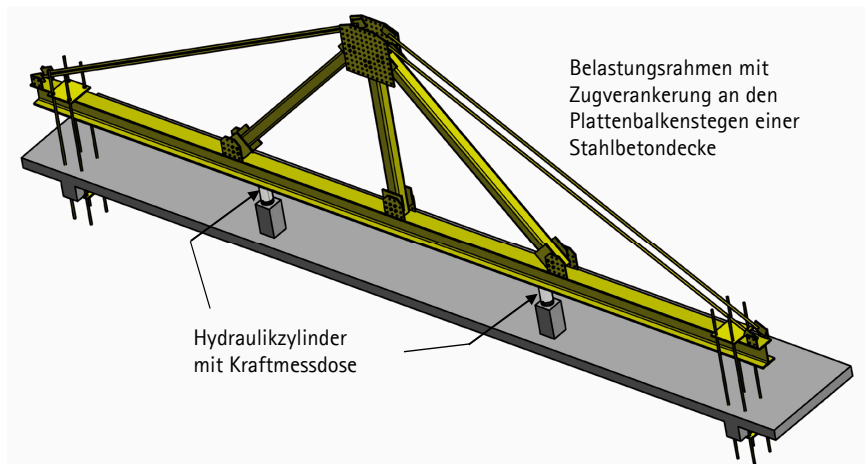


Bild 3-12: Selbstsichernde hydraulische Belastungseinrichtung, frei nach [3.177]

Vor den eigentlichen *Belastungsversuchen* müssen numerische Voruntersuchungen durchgeführt werden, um den Versuchsaufbau geeignet vorzubereiten und Grenzen für die zu erwartende Traglast abzuschätzen. Wesentlich ist die abgesicherte Bestimmung der *Versuchsgrenzlast*, vgl. auch Bild 3-13. In früheren Projekten wurden die Versuche z. T. bis in den plastischen Festigkeitsbereich hinein durchgeführt und damit über die

eigentliche Versuchsgrenzlast hinaus. Daher wurden in [3.182] Versuchsgrenzlastindikatoren entwickelt, die bspw. in [R.81] und [3.110] zusammengestellt sind. Bei der Entwicklung dieser Grenzlastindikatoren haben sich in der Vergangenheit insbesondere [3.130], [3.199], [3.143] und [3.71] profiliert.

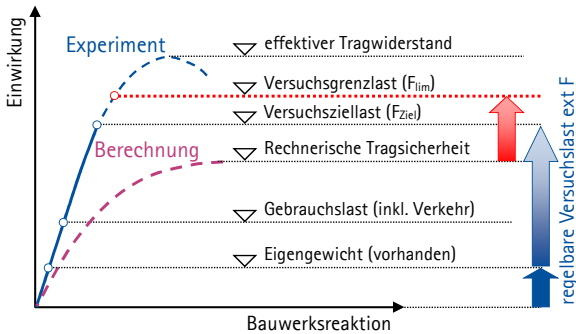


Bild 3-13: Versuchsziel- und -grenzlast bei der experimentellen Tragsicherheitsbewertung nach der Richtlinie für Belastungsversuche [R.81], [3.182]

Diese Grenzlastindikatoren beziehen sich i. d. R. auf messbare Bauteildehnungen, Durchbiegungen, Rissbilder, Rissbreiten und Verformungen im Schubbereich (Beton-druckstreben). Durch visuelle Überprüfung der zunehmenden Krümmung der Last-Verformungslinie oder auch erhöhte Schallintensität bei verstärkter Rissbildung sollen frühzeitig Grenzen der Versuchsdurchführung erkannt werden. Der Grenzwert der Betondruckbeanspruchung wird über eine Grenzbetonstauchung $\varepsilon_{c,lim}$ berücksichtigt, die im höchstbeanspruchten Bereich zu messen ist. Die vorhandene Betonstauchung ε_{c0} infolge Eigenlast oder Vorspannung ist dabei rechnerisch zu bestimmen und wird nach Gl. (3-10) berücksichtigt. Der zulässige Grenzwert für Betone niederer Festigkeiten ($< C20/25$) beträgt nach [R.81] nur $\varepsilon_{c,lim} = 0,6 \text{ ‰}$, vgl. auch [3.130] und [3.145].

$$\varepsilon_c < \varepsilon_{c,lim} - \varepsilon_{c0} \quad (3-10)$$

Für den Betonstahl werden die Grenzdehnungen mit den Gl. (3-11) und (3-12) festgelegt. Diese liefern jedoch in der praktischen Anwendung kaum einen Nutzen, da infolge der Rissbildung ein stark veränderlicher Dehnungsverlauf über die Bauteillänge vorliegt. Eine Dehnungsmessung über größere Bereiche liefert eine „verschmierte“ Dehnung, die ebenso wenig Aussagekraft hat.

$$\varepsilon_{s2} < \frac{0,7 \cdot f_{ym}}{E_s} - \varepsilon_{s02} \quad (3-11)$$

$$\varepsilon_{s2} < \frac{0,9 \cdot f_{0,01m}}{E_s} - \varepsilon_{s02} \quad (3-12)$$

f_{ym}	Mittelwert der Festigkeit des Betonstahls an der Streckgrenze
$f_{0,01m}$	Mittelwert der Festigkeit des Betonstahls an der 0,1%-Dehngrenze
ϵ_{s2}	gemessener oder aus den Messwerten umgerechneter Wert der Betonstahldehnung im Riss während des Belastungsversuchs
ϵ_{s02}	rechnerisch ermittelte Betonstahldehnung im Riss infolge der vor dem Belastungsversuch vorhandenen ständigen Einwirkungen

Daher wird die Grenzbeanspruchung des Stahls zumeist über ein deutliches Anwachsen des nichtlinearen Verformungsanteils oder mehr als 10% bleibende Verformung nach Entlastung (Linearitätsabweichungen im Last-Verformungs-Diagramm) erfasst.

Bei der Überprüfung einer ausreichenden Querkrafttragfähigkeit ist gegen das unangekündigte Versagen Vorsorge zu treffen. Da für diesen Versagensfall bislang keine entsprechenden Grenzlastindikatoren vorliegen, wurden in [3.110] mögliche Vorankündigungen analysiert. Durch eine Installation von induktiven Wegaufnehmern in einer Vertikalbohrung im maßgebenden Druckbogenbereich konnte die einsetzende Rissbildung frühzeitig nachgewiesen werden. Mit dieser messtechnischen Anordnung werden bereits deutlich vor dem Bruchzustand signifikante Signale ermittelt, die als Grenzwert im Versuchsablauf genutzt werden können.

In der Richtlinie für Belastungsversuche [R.81] wird das Vorgehen eines Belastungsversuchs beschrieben, vgl. auch [3.109]. Dieses Vorgehen kann analog auch für eine Systemidentifikation im Gebrauchslastbereich angewendet werden.

Im Folgenden werden die bei Belastungsversuchen verwendeten Sicherheitselemente erläutert: Belastungsversuche haben den Vorteil, dass die aufgebrachte Einwirkung definiert ist und die zu erwartenden Beanspruchungen (Schnittgrößen) und Auswirkungen (Dehnungen, Verformungen) analytisch bestimmt und zugleich messtechnisch erfasst werden können. Damit sind unmittelbare Aussagen über den sonst nur schwer greifbaren Modellfaktor möglich. Der Modellfaktor auf der Einwirkungsseite weist aufgrund der definierten Lastposition und -größe nur sehr geringe Streuungen auf, so dass dieser Variationskoeffizient sehr klein ist. Im Allgemeinen kann die Verformung oder Dehnung des belasteten Bauteils numerisch abgeschätzt werden. Über den Vergleich der berechneten und gemessenen Auswirkung wird die Güte der analytischen Lösung bzw. der Approximation des Tragverhaltens deutlich.

Ein Vorteil von Belastungsversuchen besteht darin, dass i. d. R. verbesserte Aussagen über Tragwerkeigenschaften vorliegen, da am bestehenden Bauwerk die Geometrie und die Baustoffeigenschaften gemessen werden können und das Eigengewicht daraus ableitbar ist. Für diese Parameter sind geringere Streuungen festzustellen, die letztlich zu geringeren Teilsicherheitsbeiwerten führen, vgl. auch Tabelle 2.26 auf Seite 86. Die Verteilungsfunktion des zunächst abgeschätzten Widerstandes kann nach einem Belastungsversuch im unteren Quantilbereich aktualisiert werden, vgl. Bild 2-53 auf Seite 99. Damit wird der Widerstand durch zwei, an dem Wert der Probebelastung abgeschnittenen Verteilungsdichten beschrieben. Der für Versagenswahrscheinlichkeiten relevante untere Quantilbereich des Widerstandes ($r < s_p$) weist deutlich geringere Streuungen auf, vgl. [3.172], [3.109] und [2.258].

Bereits in [3.136] wird mit Gl. (3-13) auf die semi-probabilistische Sicherheitsphilosophie eingegangen und ein erweiterter globaler Sicherheitsbeiwert $\gamma_{f,tot}$ formuliert, durch den eine Übertragung der Ergebnisse einer Probebelastung auf benachbarte gleichartige

Bauteile möglich sein soll. Die Übertragbarkeit von Ergebnissen wird auch in [3.172] und [3.71] thematisiert.

In dieser Gleichung ist im Regelfall einer vorherrschenden veränderlichen Einwirkung der Kombinationsfaktor $\psi_i = 1,0$. Entgegen der üblichen Definition eines globalen Sicherheitsbeiwertes γ_{global} nach Gl. (2-32) für Beton und (2-33) für Stahl (vgl. Seite 61) werden die Teilsicherheiten der Materialien Beton und Betonstahl in dem totalen Sicherheitsbeiwert $\gamma_{f,\text{tot}}$ nach Gl. (3-13) gleichzeitig berücksichtigt.

$$\gamma_{f,\text{tot}} = \frac{\sum_j (\gamma_{g,j} - 1) \cdot G_j + \sum_i \gamma_{f,i} \cdot \psi_i \cdot F_i}{\sum_i F_i} \cdot \gamma_n \cdot \gamma_s \cdot \gamma_c \cdot k_{\text{stat}} \quad (3-13)$$

$\gamma_{f,\text{tot}}$	mittlerer Teilsicherheitsbeiwert der Einwirkungen
$\gamma_{g,j}$	Teilsicherheitsbeiwert zur Erfassung der Streuung der ständigen Einwirkungen
$\gamma_{f,i}$	Teilsicherheitsbeiwert der veränderlichen Einwirkungen
γ_n	Teilsicherheitsbeiwert der ständigen Einwirkungen
γ_s	Teilsicherheitsbeiwert für den Betonstahl
γ_c	Teilsicherheitsbeiwert für den Beton
ψ_i	Kombinationswert
k_{stat}	rechnerisch bestimmter Korrekturfaktor zur Erfassung der Abweichungen des statischen Systems und des Tragverhaltens nicht geprüfter Bauteile

Der Teilsicherheitsbeiwert der ständigen Einwirkungen $\gamma_G = 1,35$ gilt für einen Variationskoeffizienten der normalverteilten ständigen Einwirkungen $v_G = 13,2\%$ (incl. Modellunsicherheit), vgl. Gl. (2-34) auf Seite 61. Der in der Belastungsrichtlinie [R.81] angesetzte Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G = 1,15$ ist unter den o. g. Randbedingungen für einen Variationskoeffizienten $v_G = 5,6\%$ (incl. Modellunsicherheit) gültig. Dieser geringe Variationskoeffizient der ständigen Einwirkungen ist über Geometrie und Wichtemessungen zu verifizieren. Bei diesen Überlegungen ist nicht berücksichtigt, dass der Zuverlässigkeitsindex für kürzere Restnutzungszeiträume ggf. reduziert werden könnte. Hiervon sollte im Hochbau jedoch wegen der i. d. R. unbekannten Nutzungsdauer abgesehen werden. Zudem wird unterstellt, dass die separate Behandlung der Einwirkungs- und Widerstandsgrößen durch die o. g. konstanten Wichtungsfaktoren zulässig ist. Die Teilsicherheitsbeiwerte der Bauteilwiderstände $\gamma_c = 1,40$ bzw. $\gamma_s = 1,10$ gelten nach Bild 2-34 auf Seite 64 für die Variationskoeffizienten $v_c = 24\%$ und $v_s = 7\%$. Hierbei bleibt zu beachten, dass der Übertragungsfaktor nach Gl. (2-41) ggf. entfallen kann.

Belastungsversuche für die Bewertung von Brückentragwerken werden u. a. in [3.44], [3.43], [3.167], [3.178], [3.70] behandelt.

3.4 Messkonzept

3.4.1 Grundlagen

Die Güte der Planung und Herstellung (Phasen 1 bis 4 nach Bild 1-1 auf Seite 2) ist von entscheidender Bedeutung für den Erhaltungszustand eines Tragwerks. Damit stellt eine Überwachung der Bauausführung eine wichtige und in Deutschland auch geregelte Vorsorgemaßnahme dar. Bedingt durch die Vielzahl verschiedenartiger Bauwerkstypen (Hochbau, Brücken, Schleusen etc.) und die Tatsache, dass jedes Bauwerk ein Unikat ist, sind keine allgemeingültigen Festlegungen von Überwachungen für die weiteren Phasen eines Bauwerks möglich. Für bestimmte Bauwerkstypen wie z. B. Brücken sind wiederkehrende Kontrollen vorgeschrieben. Die Intervalle und Methoden für Inspektionen resultieren in erster Linie aus den verschiedenartigen Beanspruchungen (Einwirkungsart und -dauer) und vorhandenen Widerstandsgrößen. Einen Überblick über die historische Entwicklung von Inspektionstätigkeiten im Bauwesen gibt z. B. [3.188].

Für **Hochbauten** existieren keine verbindlichen Regeln für Inspektionen. Dies wird besonders bei dramatischen Bauwerkseinstürzen (z. B. Eissporthalle Bad Reichenhall) deutlich und in der Fachöffentlichkeit kritisch diskutiert. Der Umfang und die Bedeutung von Bauwerksüberwachungen liegen in der Hand des Bauwerkseigentümers. Er trägt nicht nur die Verantwortung für eine ausreichende Sicherheit, sondern muss auch für die dafür erforderlichen Kosten aufkommen. In Österreich wird derzeit ein Regelwerk [R.77] [R.78] erarbeitet, in dem Inspektionen an Hochbauten behandelt werden. Dabei werden keine Routineuntersuchungen thematisiert wie bspw. bei Brücken, sondern anlassbezogene Prüfungen bei Verdacht auf Schäden oder Mängel, bei Gefahr im Verzug und zur Beweissicherung entstandener Schäden nach Um- und Neubauten.

Brückenbauwerke befinden sich i. d. R. im Eigentum des Landes oder Bundes. In der damit einhergehenden Verantwortlichkeit wurden in Deutschland frühzeitig mit DIN 1076 [R.10] Regelungen für die Überwachung und Prüfungen von Straßenbrücken getroffen. Darin werden Überwachungsarten und ihre Intervalle beschrieben, vgl. Bild 3-14 und Tabelle 3.11.

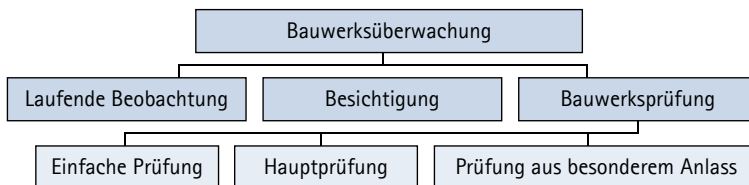


Bild 3-14: Bauwerksüberwachung für Straßenbrücken nach DIN 1076 [R.10]

In [3.186] und [3.31] werden diese Inhalte detailliert beschrieben und für verschiedene europäische Länder miteinander verglichen. In DIN 1076 [R.10] wird zwischen Hauptprüfungen, einfachen Prüfungen, Prüfungen aus besonderem Anlass (auch Sonderprüfung) und Prüfungen nach besonderen Vorschriften unterschieden. Alle Prüfungen sind von einem sachkundigen Ingenieur durchzuführen.

Tabelle 3.11: Untersuchungsarten und -intervalle für Straßenbrücken nach [R.10]

Art	Baujahr	während Gewährleistung					bis zum Ende der Nutzungsdauer												
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	folgende
LB		3x	3x	3x	3x	3x	3x	3x	3x	3x	3x	3x	3x	3x	3x	3x	3x	3x	4x/Jahr
B		1x	1x		1x		1x	1x		1x	1x		1x	1x		1x	1x		1x/Jahr
EP				x					x						x				alle 6 Jahre
HP	x					x						x						x	alle 6 Jahre
SP		auf Anordnung oder nach größeren Unwettern, Hochwasser, Verkehrsunfällen etc.																	

LB Laufende Beobachtung B Besichtigung EP einfache Prüfung HP Hauptprüfung SP Sonderprüfung

Die Ergebnisse der Bauwerksprüfung werden nach [R.80] ausgewertet und resultieren in einer Zustandsbewertung der deutschen Straßenbrücken, vgl. Abs. 2.2.4 und Bild 3-15 (auch Bild 4-9 auf Seite 180). Die Bewertung der Schäden und Mängel ist dabei untergliedert in die Bereiche Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit. In Deutschland wird für entsprechende Auswertungen das Schadensdokumentations- und Auswertesystem SIB-Bauwerke [3.164] eingesetzt. Die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) erarbeitet seit ca. zehn Jahren ein darauf aufbauendes Bauwerks-Management-System (BMS), vgl. [3.73] bis [3.78], [3.81], [3.84] und Abs. 2.8.6.4. Im europäischen Ausland werden ebenfalls BMS entwickelt (z. B. in UK seit 2005). Im sechsten Europäischen Rahmenprogramm „Sustainable Bridges“ [3.190] stehen Überwachungsrichtlinien für Eisenbahnbrücken im Fokus.

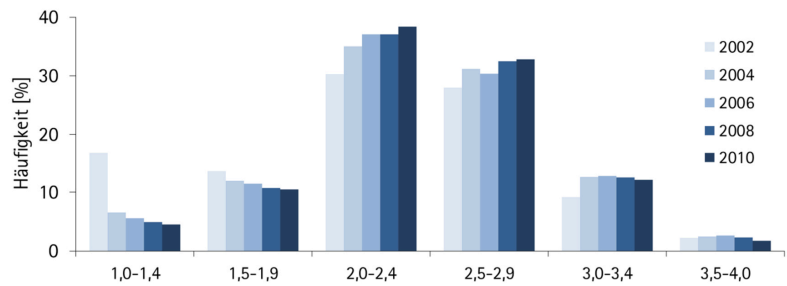


Bild 3-15: Zustandsnoten für Brücken der Bundesfernstraßen nach [3.122]

3.4.2 Unterteilung des Bauwerks

Die Eingangsvariablen in probabilistischen Analysen sind durch ihre statistischen Verteilungen gekennzeichnet, in denen sowohl von der Lokation als auch von der Zeit der Messwerterfassung abhängige Verteilungsparameter für die Einwirkungs- und die Widerstandsseite sowie die Modell-Unsicherheiten enthalten sind. Diese Verteilungsparameter gelten daher nur für einen bestimmten Ausschnitt einer Konstruktion und sind nicht allgemeingültig. Eine Verallgemeinerung dieser Messwerte und der Rückschluss auf systematische und zufällige Streuungen von Einwirkungen, Widerständen oder auch Herstellprozessen sind kritisch zu betrachten. Für eine realistische Beschreibung von Schädigungsprozessen in einem Tragwerk sind daher auch die räumlichen und zeitlichen Gegebenheiten genauer zu erfassen. Für komplexe Strukturen bieten sich hierfür hierarchische Systeme an. In Bild 3-16 sind mögliche Unterteilungen für ein Brückentragwerk beschrieben. Ausgehend von der Tragwerkebene werden Tragwerksteile beschrieben. Diese unterteilen

sich in Elemente und Elementteile, für die schließlich die sog. „Hot Spots“, also kritische Bauteilbereiche, definiert werden können.

Ebene 1: Bauwerksebene (Tragwerk)	Brückentragwerk
Ebene 2: Modulebene (Tragwerksteil)	Brückenüberbau
Ebene 3: Bauteilebene (Element)	Fahrbahnplatte
Ebene 4: Unterbauteilebene (Elementteil)	Fahrbahnplatte im Stützbereich
Ebene 5: kritischer Bereich (Hot-Spot)	Schäden an der Fahrbahnplatte im Stützbereich

Bild 3-16: Unterteilung eines Tragwerkmodells, vgl. auch [2.272]

In [2.344] werden die in Bild 3-16 genannten Stufen für Massivbrücken detailliert aufgeführt. Zudem werden weitere Aufgliederungsebenen zur Systematisierung des Bauwerks genannt, vgl. Bild 3-17.

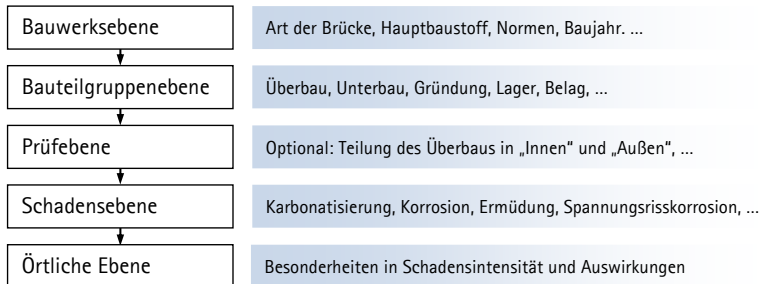


Bild 3-17: Aufgliederungsebenen zur Systematisierung des Bauwerks nach [2.344]

Sinnvollerweise konzentrieren sich die Inspektions- und Überwachungsmaßnahmen auf die kritischen Bereiche. Dennoch sollte beachtet werden, dass jeder Tragwerksteil unterschiedlichen Beanspruchungen und Grenzzuständen ausgesetzt ist und auch außerhalb der Hot-Spots Schäden auftreten.

3.4.3 Datenerfassung, -sammlung und -dokumentation

Die verfügbaren Daten über ein Bauwerk sollten bereits frühzeitig erfasst und zusammengetragen werden. Für diesen Ablauf dienen die in Bild 1-1 beschriebenen Phasen eines Bauwerks als Hilfestellung. Erste Informationen über die Planung und das Design (Phase 2), die Entwicklung und Konstruktion (Phase 3) sowie die Herstellung (Phase 4) sind für spätere Bewertungen von Schäden oder Restnutzungszeiträumen wichtig. Die Verfügbarkeit dieser Daten ist in Abhängigkeit von dem Bauwerkstyp, dem Bauwerksalter und den Eigentumsverhältnissen sehr unterschiedlich. Aus diesem Grund sollten die in den Phasen 2 bis 4 verfügbaren Planungsdaten folgende Informationen enthalten:

- **Allgemeine Informationen über das Tragwerk**
Geometrie, statische Systeme, geplante Einwirkungen, Alter, Eigentümer etc.
- **Materialeigenschaften**
Zementtyp, w/z-Wert, Zusatzstoffe, Druckfestigkeit, Betondeckung etc.
- **Umgebungsbedingungen**
Expositionsklasse, besondere Dauerhaftigkeitsanforderungen

Aus dem Betrieb und der Nutzung des Bauwerks heraus resultieren ggf. neue Informationen über die tatsächlich vorhandenen Einwirkungen. Die möglichst realitätsnahe Erfassung der vorhandenen Einwirkungen und Tragwerksbeanspruchungen bietet eine Grundlage für ein angepasstes Lebensdauermanagement (→ Abs. 2.8.5). Neben den Einwirkungsdaten sind dafür aktuelle Zustandsdaten des Tragwerks- bzw. Bauteilwiderstands erforderlich. Diese werden durch regelmäßige Inspektionen oder Vorarbeiten für Instandsetzungen bereitgestellt. Somit können auf diesem Wege Bauwerksdaten bestimmt werden über

- Oberflächenbeschaffenheit und Betondeckungen
- allgemeiner Bauwerkszustand und Ausmaß an Schäden
- Schadensursachen
- lokale Schädigungsherde (Hot Spots) und ihre Ursachen
z. B. herstellungsbedingt, überbeansprucht, dauerbeansprucht

Falls ersichtlich wird, dass in wesentlichen Bereichen ein Mangel an aussagekräftigen Daten vorliegt, sollten die erforderlichen Daten an diesen Stellen durch ergänzende Untersuchungen ermittelt und diese Informationslücken geschlossen werden.

Alle relevanten Ergebnisse und zusätzliche Informationen von der Planung bis zur Übergabe an den Bauherren sind in einer Dokumentation zusammenzufassen. Darin kann bereits ein Inspektions- und Instandhaltungskonzept integriert sein. Basierend auf diesen Angaben sollte der Bauherr oder Betreiber in die Lage versetzt werden, die Sicherheit des Bauwerks über die betriebliche Lebensdauer mit angemessenem Aufwand zu erhalten. Bislang fehlen jedoch für den Hochbau hierfür noch die gesetzlichen Regelungen. In der Dokumentation sollten folgende Aspekte berücksichtigt sein, vgl. [1.3] und [3.42]:

- Beschreibung der Unterteilung der Struktur auf Tragwerk- und Elementebene,
- Relevante Daten aus den Phasen 1 bis 4 nach Bild 1-1,
- Relevante Daten aus früheren Inspektionen,
- Relevante Daten aus früheren Instandhaltungen,
- Aktuelle Zustandsbewertung,
- Empfehlungen für die künftige Kontrolle und Überwachung.

3.4.4 Datenanalyse

Die Datenanalyse bildet die Grundlage für eine anschließende Inspektions- und Instandsetzungsplanung. Daher sind die vorhandenen Informationen auf ihre Güte und Anwendbarkeit hin zu analysieren. In Bild 3-18 wird für Dauerhaftigkeitsbetrachtungen ein Zusammenhang zwischen der Qualität und dem Aufwand messtechnischer Untersuchungen angegeben.

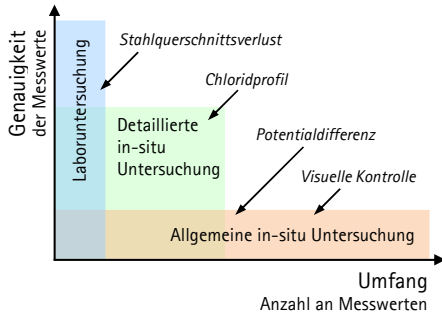


Bild 3-18: Informationen bei verschiedenen Untersuchungsmethoden analog zu [1.3]

Die Ergebnisse der Inspektionen können in zwei Arten unterteilt werden: zum einen in qualitative Angaben wie eindeutige Antworten „ja/nein“ auf konkrete Fragen (z. B. „Ist ein Riss vorhanden?“), zum anderen in quantitative Angaben zu Messwerten (z. B. „Wie breit ist der Riss?“). Qualitative Angaben werden mit dem sog. *Probability of Detection* (PoD) hinsichtlich ihrer Aussagegenauigkeit untersucht, vgl. bspw. [1.3]. Quantitative Angaben werden statistisch ausgewertet und ergeben entsprechende Verteilungsparameter wie Mittelwert und Standardabweichung.

3.4.5 Stichprobenumfang für relevante Bewertungen

Ein besonderes Problem der statistischen Analyse besteht in der Festlegung einer erforderlichen Probenanzahl. Die Stichprobentheorie befasst sich mit den Beziehungen zwischen Grundgesamtheit und den aus ihr gezogenen Stichproben. Mittels der Stichproben soll ein Rückschluss auf die Grundgesamtheit möglich sein (*Inferenz*).

In einigen Regelwerken – insbesondere für Materialuntersuchungen – werden Stichprobenumfänge genannt, vgl. z. B. [R.30] bis [R.32], [H.8], [3.214]. Die angegebenen minimal erforderlichen Anzahlen für Test, Prüfungen oder Prüfkörper sind statistisch begründet. Dabei sind in erster Linie die vorausgesetzten Vertrauensbereiche (Konfidenzintervalle/-niveaus) und die Tatsache, ob neue Messergebnisse oder vergleichbare frühere Werte (einer Grundgesamtheit) vorliegen, relevant.

Aus der Poissonverteilung lässt sich nach [2.104] mit Gl. (3-14) die Anzahl der Versuche n bestimmen, damit ein Ereignis mit der Eintrittswahrscheinlichkeit p (z. B. 5%-Quantil) und der Wahrscheinlichkeit $P = 1 - \alpha$ (Konfidenzniveau) mindestens einmal auftritt.

$$n \geq \frac{\ln(1-P)}{\ln(1-p)} \quad (3-14)$$

Zur Überprüfung einer Aussagegenauigkeit werden verschiedene Testverfahren und statistische Verteilungen herangezogen, vgl. Tabelle 3.12. Für normalverteilte Stichprobenwerte sind auch Vertrauensintervalle mit der Aussagewahrscheinlichkeit P , dass der

Messwert innerhalb der Intervallsgrenzen liegt, in Abhängigkeit von der Standardabweichung s definiert:

$$\begin{aligned} \bar{x} - s &\leq x \leq \bar{x} + s & P &= 68,0 \% \\ \bar{x} - 2 \cdot s &\leq x \leq \bar{x} + 2 \cdot s & P &= 95,5 \% \\ \bar{x} - 3 \cdot s &\leq x \leq \bar{x} + 3 \cdot s & P &= 99,7 \% \end{aligned}$$

(3-15)

Tabelle 3.12: Stetige Verteilungen und ihre Anwendungsbereiche

Verteilung	Anwendungsbereich
F-Verteilung	Testtheorie (Vergleich von Streuungen), Varianz- und Kovarianzanalyse
t-Verteilung	Testtheorie (Prüfen von Erwartungswerten), Regressions- und Korrelationsanalyse
χ^2 -Verteilung	Testtheorie (Prüfen von Streuungen), Anpassungstests, Unabhängigkeitstests
Normalverteilung	überall
Log. Normalverteilung	Festigkeitseigenschaften, Lebensdauer
Gammaverteilung	Lebensdauer
Exponentialverteilung	Lebensdauer
Gumbelverteilung	Extremwerte Typ I (Größtwerte)
Weibullverteilung	Extremwerte Typ III (Kleinstwerte)

Einen besonderen Stellenwert für die Auswertung von Materialuntersuchungen genießt die t-Verteilung (Student-Verteilung), vgl. Tabelle 8.1 auf Seite 286. Sie wird oftmals genutzt, um die Anzahl der Testergebnisse n (bzw. f) durch den Quantilenfaktor k (vgl. z. B. Tabelle 3.15, Tabelle 3.16 und Tabelle 8.1) bei der Bestimmung der Quantile zu berücksichtigen. Die t-Verteilung konvergiert für große Stichprobenanzahlen gegen die Normalverteilung. Die Zufallsvariable T mit unbekannter Standardabweichung S nach Gl. (3-16) gehorcht einer t-Verteilung. Die Zufallsvariable Z mit bekannter Standardabweichung σ nach Gl. (3-17) hingegen gehorcht einer Standardnormalverteilung.

$$T = \frac{\bar{X} - \mu}{S / \sqrt{n}}$$

(3-16)

$$Z = \frac{\bar{X} - \mu}{\sigma / \sqrt{n}}$$

(3-17)

Das Prognoseintervall P wird für das Konfidenzniveau $(1-\alpha)$ bestimmt. Dieses wird unterschieden in ein zweiseitiges und zwei einseitige (untere und obere) Intervalle. Das Konfidenzniveau sollte in Abhängigkeit des Variationskoeffizienten v bzw. entsprechend der in Tabelle 3.13 angegebenen Gleichungen festgelegt werden, wobei u der zugehörige Wert der Standardnormalverteilung ist (z. B. $\Phi(u) = 0,05 \rightarrow u = -1,645$) bzw. t und χ^2 die

entsprechenden Werte der zugehörigen Verteilungen. Faktoren zur Quantilwertbestimmung k_1 und k_2 sind z. B. in [2.104], [2.105] und [R.55] tabellarisch zusammengefasst.

Tabelle 3.13: Ein- und zweiseitige Konfidenzniveaus

Mittelwert bei bekannter Standardabweichung	zweiseitiges	$\bar{x} - u_{(1-\alpha/2)} \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \leq \mu \leq \bar{x} + u_{(1-\alpha/2)} \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}}$
	unteres, einseitiges	$\bar{x} - u_{(1-\alpha)} \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \leq \mu$
	oberes, einseitiges	$\mu \leq \bar{x} + u_{(1-\alpha)} \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}}$
Mittelwert bei unbekannter Standardabweichung	zweiseitiges	$\bar{x} - t_{n-1,(1-\alpha/2)} \cdot \frac{s}{\sqrt{n}} \leq \mu \leq \bar{x} + t_{n-1,(1-\alpha/2)} \cdot \frac{s}{\sqrt{n}}$
	unteres, einseitiges	$\bar{x} - t_{n-1,(1-\alpha)} \cdot \frac{s}{\sqrt{n}} \leq \mu$
	oberes, einseitiges	$\mu \leq \bar{x} + t_{n-1,(1-\alpha)} \cdot \frac{s}{\sqrt{n}}$
Varianz		$\frac{(n-1) \cdot s^2}{\chi^2_{n-1,(1-\alpha/2)}} \leq \sigma^2 \leq \frac{(n-1) \cdot s^2}{\chi^2_{n-1,\alpha/2}}$
Quantile	untere	$\hat{x}_p^u = \bar{x} - k_1 \cdot s$
	obere	$\hat{x}_p^o = \bar{x} + k_1 \cdot s$

\bar{x} = Stichprobenmittelwert, vgl. (3 – 6) s = Stichprobenstandardabweichung, vgl. (3 – 7) \hat{x}_p = Schätzwert für das p – Quantil

μ = Mittelwert σ = Standardabweichung u, t, χ = Parameter der entspr. Verteilungen

k_1 = Faktor für Quantilwertbestimmung bei Normalverteilung k_2 = Faktor für Quantilwertbestimmung bei Log. – Normalverteilung

Aus der Beziehung für die Quantile kann nach [2.104] der erforderliche Stichprobenumfang n mit Gl. (3-18) und (3-19) bestimmt werden. Dabei wird die Größe eines Parameters, der die Güte der Schätzung beschreibt, vorgegeben: z. B. die Differenz $\Delta x_p = \Delta \hat{x}_p$ nach Gl. (3-20). Da bei der Ermittlung der erforderlichen Anzahl bereits eine davon abhängige Standardabweichung s eingeht, bietet sich folgendes iterative Vorgehen an:

- (1) Stichprobe mit Umfang n_1 zur Abschätzung der Standardabweichung $s(n_1)$; Vergleich der berechneten Anzahl n nach Gl. (3-18) oder (3-19) mit gewähltem Stichprobenumfang n_1 .
- (2) Stichprobe mit Umfang n_2 , anschließende Berechnung der Standardabweichung $s(n_1+n_2)$ und Vergleich der berechneten Anzahl n mit (n_1+n_2) .
- (3) Wiederholung, bis Übereinstimmung vorhanden ist.

$$n \geq \left(\frac{t_{n-1,(1-\alpha)} \cdot s}{\Delta x_p} \right)^2$$

einseitig begrenztes Intervall

(3-18)

$$n \geq \left(\frac{2 \cdot t_{n-1,(1-\alpha/2)} \cdot s}{\Delta x_p} \right)^2$$

zweiseitig begrenztes Intervall

(3-19)

$$\hat{x}_p^o - \hat{x}_p = \hat{x}_p - \hat{x}_p^u = \Delta \hat{x}_p = t_{n-1,(1-\alpha)} \cdot \hat{s}_p$$

Schätzwert für das p-Quantil

\hat{x}_p für den Mittelwert

\hat{s}_p für die Standardabweichung

(3-20)

Die erforderlichen Quantilwerte der t-Verteilung sind z. B. in [R.55], [2.104] oder Tabelle 8.1 auf Seite 286 enthalten. Einige erforderliche Stichprobenanzahlen n sind für übliche Quantilen p und Konfidenzintervalle P = 1−α mit dem Vertrauensniveau (1−α) in Tabelle 3.14 enthalten. Daraus wird ersichtlich, dass die erforderliche Anzahl n sehr schnell mit vergrößerten Konfidenzintervall P anwächst, vgl. auch [3.52]. Daher wird vorgeschlagen für große Variationskoeffizienten das Intervall P = 75% und für kleine Variationskoeffizienten P = 90% zu wählen [2.105]. Zudem sollte bei Variationskoeffizienten v > 0,15 eine logarithmische Normalverteilung und für v ≤ 0,15 eine Normalverteilung angesetzt werden, siehe auch [3.147]. Für die Prüfung der Betondruckfestigkeit wird im Allgemeinen von einem Konfidenzintervall P = 75% ausgegangen.

Tabelle 3.14: Erforderliche Prüfkörperanzahl n für übliche Quantilen p bei einseitigem Konfidenzintervall P und verteilungsfreier Abschätzung (vgl. Gl. (3-14))

Konfidenzintervall P=1-α	Quantile p	erforderliche Anzahl n
75%	50%	≥ 3
90%	50%	≥ 4
95%	50%	≥ 5
75%	5%	≥ 27
90%	5%	≥ 45
95%	5%	≥ 59

Auch in [3.137] wird auf einen optimalen Stichprobenumfang eingegangen. Dabei werden insbesondere auch Vorinformationen in Form eines Updates nach Bayes berücksichtigt, vgl. auch [3.189].

In [2.86] wird für die Quantilwertbestimmung nach Tabelle 3.13 der Quantilenfaktor k für das Konfidenzniveau P = 90% und die Quantile p = 5% auf Grundlage der Normalverteilung angesetzt. Danach lässt sich nach Owen der Quantilenfaktor k bei bekannter Standardabweichung in Abhängigkeit der Testanzahl n mit Gl. (3-21) bestimmen [2.86]. Bei unbekannter Standardabweichung wird wie zuvor ausgeführt die t-Verteilung angesetzt und der Quantilenfaktor nach Tabelle 3.15 für das Konfidentniveau 1−α angesetzt, vgl. Tabelle 3.13 und [2.86], [2.104] sowie [R.21].

$$k = \frac{1,282}{\sqrt{n}} + 1,645 \quad \text{bei bekannter Standardabweichung} \quad (3-21)$$

Tabelle 3.15: Quantilfaktor k für das einseitige Konfidenzniveau $P = 90\%$ und die Quantile $p = 5\%$ bei unbekannter Standardabweichung

Anzahl n	k	Anzahl n	k
2	13,090	10	2,568
3	5,311	50	1,965
5	3,401	∞	1,645

Dieser Sachverhalt, ob die Standardabweichung bzw. der Variationskoeffizient v bekannt oder unbekannt ist, hat auch in die Regelwerke Einzug gehalten. Im Anhang D zur EN1990 [R.15] sind entsprechende Quantilfaktoren k_n für charakteristische Werte ($p = 5\%$) und Bemessungswerte ($p \approx 0,1\%$ für $\alpha_R \cdot \beta = 0,8 \cdot 3,8 = 3,04$) angegeben. Entgegen dem o. g. Konfidenzniveau von $P = 90\%$ wird jedoch sowohl in EN1990 [R.15] als auch im DBV-Merkblatt *Bauen im Bestand* [2.97] von einem Konfidenzniveau $P = 75\%$ ausgegangen.

Tabelle 3.16: Quantilfaktor k_n nach EN1990 [R.15]

k_n für	Anzahl n	1	3	5	10	30	∞
$p = 5\%$	v_x bekannt	2,31	1,89	1,80	1,72	1,67	1,64
	v_x unbekannt	–	3,37	2,33	1,92	1,73	1,64
$p = 0,1\%$	v_x bekannt	4,36	3,56	3,37	3,23	3,13	3,04
	v_x unbekannt	–	–	7,85	4,51	3,44	3,04

In den vergangenen sechs Jahren wurden im Rahmen des SPP 1182 [3.175] zahlreiche statische und dynamische Untersuchungen an UHPC durchgeführt. Für dieses hochfeste Material werden kleinere Prüfkörperabmessungen genutzt, als dies i. d. R. bei Betonuntersuchungen der Fall ist. Ein Grund dafür ist die erforderliche zumeist über servohydraulische Zylinder aufzubringende Kraft. Aufgrund der für die Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit geforderten lang andauernden Versuche mit 10^6 oder mehr Lastwechseln und der zudem vorhandenen Abhängigkeit der Lastwechselzahl vom Spannungsniveau und der Spannungsschwingweite (vgl. auch Abs. 2.5.2.4), wird die Prüfkörperanzahl pragmatisch begrenzt. Für diese Versuche hat sich eine Anzahl von 6 oder 9, in Ausnahmefällen sogar nur 3 Prüfkörpern für eine Beanspruchungsstufe etabliert. Mit diesen Prüfkörperanzahlen sind entsprechend den o. g. Zusammenhängen zwar die Mittelwerte ($p = 0,50$) mit einem relativ großen Konfidenzintervall ($P > 0,90$) abzuschätzen, für eine abgesicherte Ermittlung des charakteristischen Wertes (5 %-Quantil) sind nach Tabelle 3.14 größere Stichprobenumfänge erforderlich. Zudem bestehen bei Ermüdungsuntersuchungen weitere Besonderheiten.

Bei experimentellen Untersuchungen an Bauteilen und Tragwerken werden die Stichprobenanzahlen i. d. R. mit Bezug auf sog. Hot Spots festgelegt, also Bereiche, in denen bereits bei Voruntersuchungen kritische Werte wie z. B. Spannungs- oder Dehnungsüberschreitungen, große Verformungen oder auch hohe Beanspruchungsamplituden und -frequenzen etc. festgestellt wurden. Zum anderen können auch trivial erscheinende Gründe zur Festlegung von Messbereichen führen, wie bspw. eine Dehnungsmessung in

benachbarten Feldern eines Durchlaufträgers. Auch in der experimentellen Modalanalyse sind die Anzahl der Sensoren und ihre Positionierung wesentlich. Zu der Anzahl und Position der erforderlichen Sensoren sind z. B. in [3.215] und [3.21] Angaben enthalten.

3.4.6 Maßstabseffekte

Bei Probelastungen ist es ratsam die experimentellen Untersuchungen am Original (O) durchzuführen. Dabei werden auch sämtliche Randbedingungen, bspw. die mittragende Wirkung statisch nicht berücksichtigter Elemente (z. B. Geländer o. ä.) erfasst. Obwohl Grenzlasterkriterien (→ Abs. 3.3.5) verhindern sollen, dass das untersuchte Tragwerk dadurch einen irreversiblen Schaden erleidet, kann eine Verschlechterung des Zustandes infolge der Probelastung niemals ausgeschlossen werden.

Sobald statt des Originals ein Bauteil oder Tragwerk in gleichem Maßstab (M_0) untersucht wird, sind bereits durch den Herstellungsprozess, die o. g. Randbedingungen und weitere nicht erfasste Parameter (Alterung etc.) erste Unterschiede vorhanden. Falls zudem jetzt ein Prüfkörper oder Tragwerk als Modell (M) mit maßstäblich veränderten geometrischen Abmessungen untersucht wird, sind weitere Effekte zu berücksichtigen, die z. T. über Ähnlichkeitsmechanik, z. T. aber auch über Anpassungsuntersuchungen quantifiziert werden müssen. In den Anfängen der analytischen Tragwerksuntersuchungen wurden verschiedene Tragwerke, z. B. komplexe Straßenführungen für Autobahnauffahrten oder schiefwinklige Brückenkonstruktionen kleinmaßstäblich modelliert und experimentell untersucht, vgl. Bild 3-19. Da die Materialparameter des Modells dem Geometriemaßstab nachempfunden werden mussten, kamen dabei statt der originalen Betonrezepturen z. B. Plexiglas oder Mikrobetone mit maßstäblich ähnlichem Materialverhalten zum Einsatz.



Bild 3-19: Kleinmaßstäbliches Modell einer schiefwinkligen Brücke aus Mikrobeton

Bereits triviale Betondruckfestigkeitsuntersuchungen sind stark maßstabsabhängig, vgl. Bild 3-20, [3.123]. Für übliche Prismen- und Zylinderprüfkörper wurden Umrechnungswerte nach Tabelle 3.17 entwickelt, die zudem noch abhängig von der Betondruckfestigkeit sind. Für Zylinder wird dabei i. d. R. ein h/d -Verhältnis ≥ 3 angestrebt, um eine Querdehnungsbehinderung auszuschließen. In den bereits in Abs. 3.4.5 beschriebenen Untersuchungen an UHPC [2.126] [2.127] sowie auch an HPC [1.9] werden kleinere zylindrische Prüfkörper $h/d = 180 \text{ mm} / 60 \text{ mm}$ eingesetzt, da die Prüfeinrichtungen bei diesen Festigkeitsklassen die Prüfkörper mit üblichen Prüfkörperabmessungen nicht mehr bis zum Bruch fahren können. Zudem wird für mehraxiale Beanspruchungszustände eine Triaxialzelle mit begrenzter Baugröße eingesetzt, durch die ebenfalls die

Prüfkörperabmessungen definiert sind, vgl. [2.72]. Diese gegenüber standardisierten Prüfkörperabmessungen (z. B. RILEM Versuchskörper) abweichenden Geometrien bedingen, dass eine Übertragbarkeit zu aus der Literatur bekannten Versuchen nur über Anpassungsversuche hergestellt werden kann.

Tabelle 3.17: Umrechnungsfaktoren für unterschiedliche Prüfkörpergeometrien bei der Bestimmung der Betondruckfestigkeit, vgl. [2.86]

		Würfel in Schalung			Zylinder in Schalung			Bohrkern	
		Würfel 200	Würfel 150	Würfel 100	Zylin-der 150	Zylin-der 100	Zylin-der 60	Zylin-der 150	Zylin-der 100
Würfel in Schalung	200	1,0	1/0,95		1/1,25 ^a 1/1,20 ^b			1,0	1,0
	150	0,95	1,0	1/0,95					1,0 ^c
	100		0,95	1,0					
Zylinder in Schalung	150		1,25 ^a 1,20 ^b		1,0	1,0			
	100								
	60						1,0		
Bohrkern	150	1,0						1,0	
	100	1,0	1,0 ^c						1,0

Lesart: Zylinder Ø150 = 1/1,25 · Würfel 150

üblicherweise Bohrkern h/d = 2,0 nach DIN EN 12504-1 (2009) [R.30]

üblicherweise Zylinder h/d = 2,0, für d = 60 mm h/d = 3

für h/d = 1,0 Umrechnung nach [3.152]: $f_{c,cyl,150/300} = 0,82 \cdot f_{c,Bk,h/d=1,0}$

^a NC (C20/25) ^b HPC (C50/60) ^c waagrecht entnommener Bohrkern mit l/d=1,0 (DIN EN 13791 (2008) [R.32])

Umrechnungsfaktoren für Bohrkern nach DIN EN 12504-1 (2009) [R.30]

Bohrkern	Größtkorn 20 mm			Größtkorn 40 mm		
	100	50	25	100	50	25
100	1,0	1/1,07		1,0	1/1,17	
50	1,07	1,0	1/1,20	1,17	1,0	1/1,19
25		1,20	1,0		1,19	1,0

Lesart: Ø50 (Größtkorn 20 mm) = 1,20 · Ø25

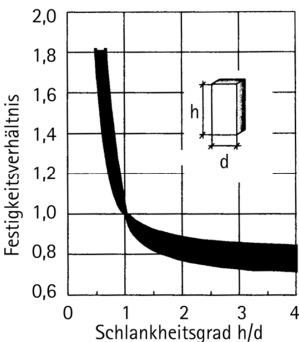
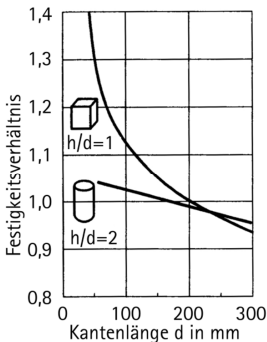


Bild 3-20: Einfluss der Prüfkörpergeometrien auf die Betondruckfestigkeit nach [2.86]

Nach dem allgemeinen physikalischen Ähnlichkeitsprinzip [3.204] laufen mechanische Vorgänge im Original (O) und im Modell (M) ähnlich ab, falls sie durch die selben Grundgleichungen (Differential- und Integralgleichungen) sowie deren Lösungen beschrieben werden können. Ausgehend von den wesentlichen mechanischen Eingangsgrößen müssen Übertragungsmaßstäbe zwischen O und M über Ähnlichkeitsbeziehungen und Modellgesetze festgelegt werden.

Derartige *Übertragungsmaßstäbe* G_v werden allgemein nach Gl. (3-22) definiert und können für Längen, Kräfte, Zeit und Temperatur aufgestellt werden. Aus diesen Einheitsmaßstäben können auch *abgeleitete Maßstäbe* hergeleitet werden, z. B. für die Geschwindigkeit, das Moment, die Spannung oder Dehnung. Dabei gehen z. T. auch *Stoffwertmaßstäbe* der Baustoffe im Original und Modell ein, z. B. für den Elastizitätsmodul, die Querdehnzahl oder die Dichte.

$$G_v = \frac{G_M}{G_O} \quad (3-22)$$

Für Belastungsversuche können nicht-getestete Bauteile ebenfalls über Ähnlichkeitsmechanik bewertet werden [3.127]. Dafür werden bspw. für einachsig gespannte Deckensysteme gleiche Differentialgleichungen der Balkenbiegung nach Gl. (3-21) für getestete und nicht-getestete Bauteile vorausgesetzt. In dieser Gleichung gehen die Quotienten der Widerstands- und Einwirkungsgrößen des getesteten (Index „t“) und des nicht-getesteten (Index „nt“) Bauteils ein.

$$\frac{E_v \cdot I_v \cdot w_v}{L_v^4} = p_v \cdot b_v \quad (3-23)$$

E_v	$= E_t/E_{nt}$	Verhältnis der Elastizitätsmoduln
I_v	$= I_t/I_{nt}$	Verhältnis der Trägheitsmomente (bei Stahlbeton ideale)
w_v	$= w_t/w_{nt}$	Verhältnis der Durchbiegungen mit $w_t = \frac{5}{384} \cdot \frac{p_t \cdot L_t^4}{E_t \cdot I_t}$
L_v	$= L_t/L_{nt}$	Verhältnis der Bauteillängen bzw. Stützweiten
b_v	$= b_t/b_{nt}$	Verhältnis der Bauteilbreiten
p_v	$= p_t/p_{nt}$	Verhältnis der Einwirkungen

Über den Quotienten der Durchbiegungen w_v kann nach [3.127] ein Anpassungsfaktor $\eta_{\bar{u}}$ nach Gl. (3-24) zwischen den Durchbiegungen des getesteten und des nicht-getesteten Bauteils ermittelt werden. Mit diesem Anpassungsfaktor $\eta_{\bar{u}}$ ist die Versuchszlast des getesteten Bauteils zu vergrößern, damit mit dem Belastungsversuch auch das nicht-getestete Bauteil erfasst wird.

$$\eta_{\bar{u}} = \frac{1}{E_v \cdot h_v^2} \cdot \gamma_{as} \cdot \left(\frac{L_{nt}}{L_t} \right)^2 = \gamma_c \cdot \gamma_h \cdot \gamma_{as} \cdot \left(\frac{L_{nt}}{L_t} \right)^2 \geq 1,0 \quad (3-24)$$

- γ_{as} Berücksichtigung des Verhältnisses von Betonstahlmenge und inneren Hebelarm für das getestete und das nicht-getestete Bauteil für das ideale Trägheitsmoment
- γ_c = $1/E_v$ Berücksichtigung des Verhältnisses der Materialkennwerte
- γ_h = $1/h_v^2$ Berücksichtigung des Verhältnisses der Geometrien

Weiterführende Angaben zur Ähnlichkeitsmechanik sind u. a. in [3.174], [3.85], [3.118], [3.50] und [3.134] enthalten.

3.5 Messunsicherheiten und Unsicherheiten in der Messtechnik

Mit der Messtechnik werden kleinste physikalische Größen mit hoher „Genauigkeit“ erfasst. Was bedeutet in diesem Zusammenhang jedoch „genau“ und was ist „genau genug“? Für Sensoren werden seitens der Hersteller sog. Genauigkeitsklassen definiert, z. B. 0,1 %. Falls mit einem *induktiven Wegaufnehmer* (vgl. auch Abs. 3.2.2.2 und 3.2.2.8) Verformungsmessungen von 1/1000 mm also 10^{-6} m möglich sind, dann entspricht dies nicht der Genauigkeit des Aufnehmers. Zumal der gemessene Wert abhängig von den Umgebungsbedingungen wie Temperatur und Feuchte ist. Nicht zu vernachlässigen sind auch die messprinzipiellen Wandlungen des Messsignals (Verschaltung als Viertel-, Halb- oder Vollbrücke sowie digital/analog-Wandlung), Linearitätsfehler, Übertragungsverluste und Besonderheiten der eingesetzten „Messkette“. Im Aufnehmerbau werden diese Nichtlinearitäten i. d. R. beachtet, um die definierten Genauigkeitsklassen einhalten zu können. Für die experimentelle Spannungsanalyse hingegen liegen die Genauigkeitsanforderungen in der Größenordnung von 5% über allem. Dies wird innerhalb der GESA dadurch begründet, dass z. B. allein durch das Applizieren von DMS über den Kleber zusätzliche Fehler > 1% eingetragen werden, die über den Einflüssen einer Linearitätsabweichung liegen.

Bei Dehnungsmessungen mit DMS an Betonbauteilen hat auch die Messstrecke einen großen Einfluss auf die Genauigkeit der Ergebnisse. Der Variationskoeffizient der Messergebnisse beträgt bei einer Messstrecke auf einer Betonoberfläche, die dem fünffachen Größtkorndurchmesser entspricht, ca. 4% und nimmt bei geringeren Messstrecken deutlich zu, vgl. Bild 3-4 auf Seite 122. Auch hinsichtlich der eingesetzten Messtechnik sind Differenzierungen zu treffen: Die Messwerte von Aufnehmern, die an dem zu prüfenden Objekt angebracht werden und somit berührend (taktil) sind, können mit Messwerten verglichen werden, die bspw. mit optischen oder geodätischen Verfahren bestimmt werden. Somit wird oftmals in den Regelwerken eine technische Dehnung nach Gl. (3-25) begrenzt, die mit taktile Messtechnik bestimmt wird. Über geodätische Messungen können hingegen räumliche Geometrieänderungen hochauflösend bestimmt werden. Um aus diesen geodätischen Messwerten eine Dehnung zu ermitteln ist als Messstrecke eine Bezugslänge zu definieren, deren Größe sich wesentlich auf die ermittelte Dehnung auswirkt. Untersuchungen zu diesem Thema wurden in [I.6] durchgeführt und laufen derzeit in [I.4].

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \quad (3-25)$$

3.5.1 Messunsicherheiten

Die Messunsicherheit spiegelt sich dadurch wider, dass mehrere Messwerte der gleichen Messgröße (Stichprobe) in ihren Ergebnissen voneinander abweichen. Damit ist die Standardabweichung oder ein Vielfaches davon ein Maß für die Messunsicherheit, vgl. auch Gl. (3-15) auf Seite 154.

Unter dem viel versprechenden Titel „Messunsicherheiten praxisgerecht bestimmen“ werden Weiterbildungsveranstaltungen [VT.19] angeboten, die sich jedoch nahezu ausschließlich mit Verfahren und Methoden auseinandersetzen, die nicht im Bauwesen eingesetzt werden. Messunsicherheiten werden in der Fachliteratur zumeist auf theoretischer Ebene behandelt. Fehler in der Messtechnik werden in [VT.5], [VT.4] und [VT.1] thematisiert. In DIN 1319 [R.11] bis [R.14] wird mit der Ermittlungsmethode A ein statistisches Verfahren zur Analyse von Messreihen und zur Bestimmung der Messunsicherheit bereitgestellt.

Nach [1.3] gehört die Messunsicherheit zu den wichtigsten und am häufigsten verwendeten Parametern für die Beschreibung der Genauigkeit von quantitativen Testergebnissen. Die Messunsicherheit spiegelt den Mangel an Wissen über den Wert der Messgröße wider. Um eine Vergleichbarkeit der Werte der Messunsicherheit zu gewährleisten, sind international vereinbarte und akzeptierte grundlegende Verfahren für die Bewertung der Messunsicherheit erforderlich. Diese sind im *Guide to the Expression of Uncertainty in Measurement (GUM)* [R.1], [R.2], [3.69] enthalten.

Die Hauptaufgabe des standardisierten GUM-Verfahrens nach Bild 3-21 ist es, Wissen und Informationen über den Messvorgang und die Einflussfaktoren zu sammeln, sowie mathematisch-physikalische Modelle zur Messung, Quantifizierung und Bewertung dieser Einflüsse zu erstellen. Das standardisierte GUM-Verfahren basiert auf dem Gauß'schen Fehlerfortpflanzungsgesetz. Auf Grundlage des vorhandenen Wissens werden Faktoren ermittelt, mit denen der „Erwartungswert“ und die „Standardabweichung“ der Messunsicherheit bestimmt werden können. Die Plausibilität der somit abgeschätzten Unsicherheit ist noch zu prüfen, vgl. auch [3.136].

In der praktischen Anwendung (Aufgabe 2 in Bild 3-21) besteht die größte Schwierigkeit der Unsicherheitsauswertung in der Modellierung. Diese Modellierung umfasst die Zerlegung der Messung in ihre funktionellen Bestandteile und die grafische Darstellung der Ursache-Wirkungs-Beziehung.

In der Praxis gibt es viele mögliche Quellen für Messunsicherheiten, die auch in Bild 3-22 dokumentiert sind. Diese können kategorisiert werden: Zum einen kann das Material und die Oberfläche des *Objekts* eine Auswirkung auf das Messergebnis haben. Auch das *Prüfverfahren*, d. h. das Prinzip, die Anzahl der Messpunkte sowie die Näherungen und Annahmen innerhalb des Messverfahrens sind relevant für das Messergebnis. In der *Auswertemethode* werden die statistischen Methoden oder Einflüsse aus der verwendeten Auswertesoftware berücksichtigt. Eine weitere Unsicherheitsquelle liegt in den unzureichend bekannten Auswirkungen der Umgebungsbedingungen, bspw. der Temperatur oder Luftfeuchtigkeit und unvollständigen Messungen. Nicht zuletzt der *Faktor Mensch*

spielt eine große Rolle: menschliches Versagen (→ Abs. 2.2.6), individuelle Gewohnheiten bei der Ablesung von analogen Instrumenten, Beobachtungsfehler, Berufserfahrung oder auch Ermüdung können große Auswirkungen mit sich bringen.

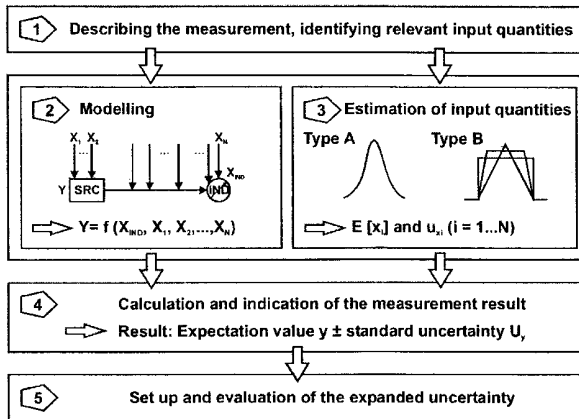


Bild 3-21: Bestimmung von Messungenauigkeiten nach [3.69] und [3.205]

In der Kategorie *Qualität und Quantität der Messausrüstung* wird die Messgenauigkeit analysiert. Diese hängt von der Auflösung der Messungen, Kalibrierungs- und Synchronisierungsfehlern und einer Vielzahl weiterer Faktoren ab. Bei sehr zahlreichen Messwerten können auch *Daten-Reduktions-Algorithmen* eingesetzt werden, wodurch die Messwertgüte nicht immer positiv beeinflusst wird. Auch *ungenau Basiswerte*, die aus Regelwerken oder Referenzmaterialien hergeleitet werden, tragen zur Messungenauigkeit bei.

Objekt	Faktor Mensch
Ungenau Basiswerte	Messausrüstung (Qualität/Quantität)
Auswertemethode / Datenreduktion	Prüfverfahren

Bild 3-22: Quellen der Messunsicherheiten

Es gibt keinen sicheren Weg, alle signifikanten Einflüsse zu bestimmen und zu berücksichtigen. Für die festgelegten Unsicherheitsquellen können jedoch die für die Messungenauigkeiten wesentlichen Parameter identifiziert und quantifiziert werden, indem folgende Kenntnisse genutzt werden:

- statistische Auswertungen von Beobachtungen,
- Erfahrungswerte,
- Ergebnisse früherer Untersuchungen,
- Werte aus Kalibrierungen,
- Herstelleranweisungen,
- Literaturquellen.

Für die statistische Beschreibung der Eingangswerte (Quantifizierung) wird deren Wahrscheinlichkeitsdichte benötigt. Auch für den Fall, dass die Unsicherheiten in der Auswertung gering sind, besteht keine Garantie, dass auch das Messergebnis nur einen geringen Fehler aufweist. Im Zuge der Messwertbeurteilung und -korrektur können bisher nicht erkannte Effekte zu systematischen Fehlern führen.

Die mathematische Ursache-Wirkungs-Beziehung wird abschließend in eine Modellgleichung (3-26) überführt, die auch als Basis einer rechnergestützten Unsicherheitsanalyse genutzt werden kann. Ein *systematischer Fehler* ist eine Variation mit einem systematischen Hintergrund. Klimatische Randbedingungen wie Temperatur oder Feuchtigkeit haben systematische Auswirkungen. Nichtsystematische Effekte werden als zufällige Größen behandelt.

$$Y_i = f(x) = X_{i,\text{meas}} + \sum_{j=1}^n \Delta X_{i,\text{syst eff},j} + \sum_{k=1}^m \delta X_{i,\text{rand eff},k} \quad (3-26)$$

Y	Ausgangswert, Messgröße (physikalische Variable oder Konstante)
$X_{i,\text{meas}}$	Messwert (vorzeichenbehafteter Betrag einer Messgröße)
ΔX_i	systematischer Fehler (systematic)
δX_i	zufälliger Fehler (random)

Vor der Berechnung der „kombinierten Standardunsicherheit“ nach Gl. (3-26) ist zu prüfen, ob die Eingangsgrößen in der Modellgleichung korreliert sind oder nicht. In der Praxis können Korrelationen nach [3.171] vernachlässigt werden, falls sie schwach sind oder ihre Unsicherheitsverteilung nur eine geringe Auswirkung auf die Gesamtunsicherheit hat.

Nach Abschätzung der wichtigsten Einflüsse des Testergebnisses wird die Qualität der Messung quantitativ ausgewertet. Die Modellgleichung wird auf der Grundlage der Gaußschen Fehlerfortpflanzung gelöst und der Erwartungswert sowie die Standardabweichung des Messergebnisses werden abgeschätzt. Durch Multiplikation der bisher bestimmten „kombinierten Standardunsicherheit“ mit einem Faktor resultiert die sog. „erweiterte Unsicherheit“ U . Das Gesamtergebnis der Unsicherheitsermittlung nach GUM wird mit Gl. (3-27) ausgedrückt (vgl. auch Gl. (3-9) auf Seite 135).

$$Y = y \pm U_y \quad (3-27)$$

Y	Ausgangswert, Messgröße
y	Messwert
U_y	erwartete Unsicherheit

Eine geringe Unsicherheit eines Messergebnisses ist nicht zwangsläufig ein Indiz dafür, dass das vorhandene Messergebnis in der Nähe des genauen Messwertes liegt. Vielmehr wird dadurch abgeschätzt, mit welcher Wahrscheinlichkeit sich das vorhandene Messergebnis in der Nähe des – nach derzeitig verfügbarem Erkenntnisstand – genauen Messwertes befindet.

Das Standard-GUM-Verfahren ist vorteilhaft, da durch ein schrittweises Vorgehen die Messunsicherheit bewertet werden kann. Das Verfahren beinhaltet eine systematische

Behandlung der nicht-statistischen Informationen und ermöglicht eine relativ einfache computergestützte Unsicherheitsberechnung. Nachteilig dabei ist jedoch, dass die Modellgleichung auf lineare Modelle begrenzt ist und Annahmen über die Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion der Eingangsgrößen getroffen werden müssen.

Exemplarisch soll das Vorgehen für eine Messkette, bestehend aus DMS, Kabel mit Messschaltung (Wheatstone'sche Brücke) und Messwertverstärker beschrieben werden. Dabei werden die Einzelfehlergrenzen mit den in Tabelle 3.18 angegebenen Werten als bekannt vorausgesetzt. Die maximale Fehlergrenze der Messkette wird mit Gl. (3-28) und die mittlere relative Fehlergrenze mit Gl. (3-29) ermittelt. Ableseungenauigkeiten etc. sind natürlich nicht enthalten.

$$g = \sum_{i=1}^n g_i \quad (3-28)$$

$$\bar{g} = \sqrt{\sum_{i=1}^n g_i^2} \quad (3-29)$$

Tabelle 3.18: Beispiel zur Fehlerfortpflanzung

Übertragungsglied	Einzelfehlergrenze
DMS (Toleranz K-Faktor)	$g_1 = 1,00\%$
Messschaltung (Kabelwiderstand)	$g_2 = 0,05\%$
Messwertverstärker (Linearitätsabweichung & Störgrößen)	$g_3 = 0,05\%$
maximale Fehlergrenze der Messkette	$g = 1,10 \%$
mittlere relative Fehlergrenze der Messkette	$\bar{g} = 1,002 \%$

3.5.2 Unsicherheiten in der Messtechnik

Die Unsicherheit der Messtechnik liegt in den Ungenauigkeiten innerhalb der *Messkette*. Zudem liegen weitere Unsicherheiten innerhalb der Messdatenverarbeitung und -auswertung vor, die jedoch im Rahmen dieser Arbeit den *Human Factors* zugeordnet werden sollen.

Auf die Unsicherheiten der Sensoren und Verstärker wurde in Abs. 3.2 bereits eingegangen. Diese können unter Beachtung von ISO/IEC Guide 98-3 (2008a) [R.1] noch weiter aufgeschlüsselt werden. Für einen Dehnungsmessstreifen der Serie WF Typ WFLA-6-17 [3.197] und einen Messwertverstärkers Typ HBM *MGCplus* [3.79] können somit stochastische Größen der Messunsicherheiten ermittelt werden, vgl. Tabelle 3.19 und Tabelle 3.20. Dabei ist zu beachten, dass die wesentlichen Kennwerte des DMS für einen Stichprobenumfang von $n = 10$ bei einem Konfidenzintervall von 95% ermittelt worden sind, vgl. auch Abs. 3.2.4.2 und 3.4.5.

Tabelle 3.19: Unsicherheiten des DMS Typ WFLA-6-17 nach [3.196]

Zufallsvariable		Mittelwert	Standard- abweichung	Quelle
Messabweichung	N	0,00	$7,00 \cdot 10^{-3}$	[3.197] [R.23]
Modellungenauigkeit der Messabweichung	R	0,00	$4,16 \cdot 10^{-4}$	[3.197] [R.23]
Dehnungsempfindlichkeit k-Faktor	D	2,12	–	[3.197]
Querempfindlichkeit q	D	$5,00 \cdot 10^{-4}$		[VT.14]
Querdehnzahl ν	LN	$3,00 \cdot 10^{-1}$	$9,00 \cdot 10^{-3}$	[2.155]
Temperaturabhängigkeit des k-Faktors α_k in $\%/10^\circ\text{C}$	N	0,10	$6,99 \cdot 10^{-2}$	[3.197] [R.23]
Toleranz der Temperaturaus- dehnungskurve ε_T in $\mu\text{m}/\text{m}$	N	0,00	1,19	[3.197] [R.23]

N: Normalverteilung / LN: logarithmische Normalverteilung / R: Rechteckverteilung / D: Deterministisch

Tabelle 3.20: Unsicherheiten des Verstärkers HBM *MGCplus* nach [3.196]

Zufallsvariable		Mittelwert	Standard- abweichung	Quelle
Nullpunktsdrift in $\mu\text{m}/\text{m}$	R	0,00	$6,93 \cdot 10^{-1}$	[R.2] [VT.6]
Linearitätsabweichung	R	1,00	$1,73 \cdot 10^{-4}$	[R.2] [VT.6]
Modellungenauigkeit $\theta_{E,\text{mech}}$ in $\mu\text{m}/\text{m}$	N	0,00	1,00	geschätzt

N: Normalverteilung / LN: logarithmische Normalverteilung / R: Rechteckverteilung / D: Deterministisch

3.6 Angaben zur Belastungsgeschichte aus Monitoring

Bauwerke werden für zuvor festgelegte Einwirkungen bemessen. Die Lokation, die Nutzung und nicht zuletzt der Bauherr bestimmen die Anforderungen der Dimensionierung. Die dabei angesetzten Einwirkungsgrößen sind jedoch lediglich Annahmen, d. h. Schätzwerte, die aus den Messungen von klimatischen Einwirkungen an definierten Standorten oder relativ wenigen Nutzlastmessungen an bestimmten Bauwerken generiert wurden, vgl. [H.8] und [2.101]. Folglich entstammen die angesetzten charakteristischen Werte der Einwirkungsgrößen den anerkannten Modellvorstellungen und aus der Extremwertstatistik entnommenen Kennwerten.

Die real an einem Bauwerk vorhandenen Einwirkungen sind jedoch bis auf wenige Ausnahmen nicht bekannt. Dies gilt entsprechend für die aus den Einwirkungen über ein statisches Modell resultierenden Auswirkungen (Schnittgrößen) und den daraus unter Berücksichtigung der mechanischen und elasto-statischen Grundlagen herzuleitenden Beanspruchungen (Dehnungen, Spannungen, etc.).

Um die Beanspruchung und das Sicherheitsniveau bzw. eine mögliche (Rest-)Lebensdauer besser einschätzen zu können, ist es daher zweckmäßig, die vorhandene Beanspruchung möglichst genau zu erfassen. Zu diesem Zweck werden bspw. bei Brücken *Weigh-in-Motion* (WIM)-Anlagen (→ Abs. 3.2.2.6) installiert oder bei anderen Anlagen i. d. R. temporär Monitoring- oder Dauermesseinrichtungen eingesetzt. Die WIM-Anlagen sind jedoch relativ kostenintensiv. Die reinen Materialkosten sind dabei nicht der bestimmende Faktor. Vielmehr fallen bei diesen i. d. R. in der Fahrbahn installierten Anlagen Sperrzeiten der Verkehrswege an, die mit deutlich höheren Kosten verbunden sind. Bei Windenergieanlagen sind standortspezifische Windmessungen in geplanter Nabenhöhe durch temporäre Windmasten gängig.

3.7 Praxisanwendungen

Für Verformungsmessungen werden im Bauwesen seit langem induktive Wegaufnehmer oder Potentiometer eingesetzt. Mechanisch wirkende Aufnehmer sind aufgrund ihrer Trägheit und des Verschleißes nur eingeschränkt bei dynamischen Beanspruchungen einsetzbar. Daher bieten optische Wegaufnehmer einen sinnvollen Ersatz. Für Dehnungsmessungen werden i. d. R. Dehnungsmessstreifen (DMS) eingesetzt. Für Langzeituntersuchungen von statischen Beanspruchungen sind diese jedoch weniger geeignet, da auch trotz entsprechender Abdeckungen eine nicht unerhebliche Langzeitdrift der Messwerte zu erwarten ist. Für dynamische Messungen, d. h. z. B. Ermüdungsuntersuchungen, bei denen in erster Linie die Spannungsschwingspiele interessieren, sind DMS hingegen gut geeignet. Darüber hinaus kommen für dynamische Untersuchungen auch Beschleunigungsaufnehmer zum Einsatz. Obligatorisch sind zeitgleiche Temperaturmessungen. Faseroptische Messtechnik für das Bauwesen wird verstärkt bei der Strukturüberwachung an Brücken und Windenergieanlagen eingesetzt.

Im folgenden Kapitel wird auf den Einsatz der zuvor beschriebenen Messtechnik und experimentellen Möglichkeiten zur Bestandsanalyse an Hochbauten, Brücken und Windenergieanlagen eingegangen.

4 Zum Risiko baulicher Anlagen

Viele ingenieurtechnische Anwendungen werden durch Monitoringmaßnahmen unterstützt. Damit sind fortwährend aktuelle Informationen über Beanspruchungen und Tragwerksantworten verfügbar, die innerhalb von Risikobetrachtungen eingebunden werden können. Ein Beispiel dafür bieten die Analysen der Straßenbrücken. Für diese werden die aktuellen Informationen aus Inspektionen in SIB-Bauwerke abgelegt. Diese Datenbasis kann für Inspektions- und Instandhaltungsplanungen der Infrastrukturbauwerke genutzt werden (BMS).

Aus ingenieurtechnischer Sicht wird das Risiko durch eine Vielzahl von Einflussfaktoren beeinflusst, die sich in vier Kategorien unterteilen lassen:

- Versagen der technischen Ausrüstung,
- Versagen von Tragwerksteilen,
- Planungs- und Ausführungsfehler,
- Menschliche Fehlhandlungen.

In der Regel werden nicht alle möglichen Risikofaktoren erkannt und lassen sich daher auch nicht in einer Risikoanalyse integrieren. In Bild 4-1 ist das Zusammenspiel der Gefährdungspotenziale infolge menschlicher Fehlhandlungen veranschaulicht.

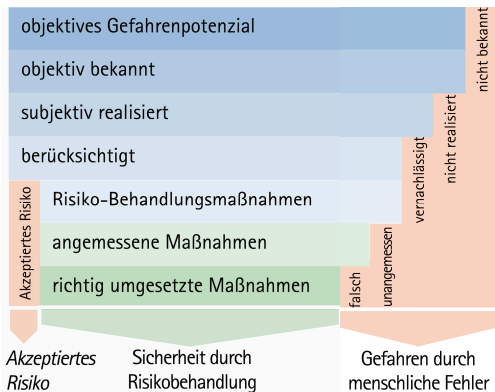


Bild 4-1: Wechselbeziehung zwischen Gefährdungspotenzial und (akzeptierten) Risiken aufgrund von menschlichen Fehlern nach [2.270]

Im Folgenden soll auf die risikobeeinflussenden Größen im Bauwesen eingegangen werden. Das Erkennen von Gefahrensituationen, das Lernen aus früheren Fehlern und das Einschätzen der Schadenskosten aber auch der Kosten zum Erhalt bzw. zur Durchführung einer Überwachung – z. B. über entsprechende Messeinrichtungen – soll erörtert werden. An drei Bauwerkstypen, den Hochbauten, den Straßenbrücken und den Windenergieanlagen, werden das Zusammenspiel aus Messungen, Tragwerksbewertungen und mögliche Risiken dargestellt.

4.1 Lessons learned

Schäden und Einstürze von Tragwerken sind unvermeidbar und führten seit jeher zur Verbesserung von Entwurfs-, Konstruktions- und Herstellungsmethoden. Dafür sind Sammlungen der Fehler und Schäden sowie die Aufarbeitung der Ursachen erforderlich. Auf dieser Grundlage sind auch zuverlässigere Tragwerke sowie Weiterentwicklungen von Verfahren und Regelungen möglich. Einige Fehlerquellen und Schadencharakteristika wurden bereits in den vorangegangenen Abschnitten (Abs. 2.2.3 und 2.2.4) genannt und sind auch z. B. in [1.4] und [4.77] enthalten.

Wie wird Sicherheit im Bauwesen heute und zukünftig erreicht? Derzeit finden wir normativ geregelt drei Sicherheitskriterien: (1) Barriere, (2) Vorwarnung und (3) besondere Eigenschaften. Durch das sog. *Barrierenkonzept* [2.228] als erstes Sicherheitskriterium wird ein Nachweis auf verschiedenen Ebenen (Dauerhaftigkeit, Gebrauchstauglichkeit, Tragfähigkeit) geführt, um somit Barrieren für eine Katastrophenentwicklung aufzubauen. Auf diesem Wege werden Einschränkungen der Gebrauchstauglichkeit durch bspw. übermäßige Rissbildung oder Durchbiegung i. d. R. frühzeitig wahrgenommen, so dass damit als zweites Kriterium die *Vorwarnung* eintritt. Kritische Überbeanspruchungen, die zum Tragfähigkeitsversagen und damit zur Gefährdung von Menschenleben führen können, werden damit ausgeschlossen oder den Betroffenen wird zumindest ermöglicht, das Tragwerk zu verlassen. Dies bedeutet jedoch auch, dass für die Evakuierung ausreichende Zeit zur Verfügung stehen muss und ein plötzliches, kollapsartiges Versagen auszuschließen ist. In diesem Fall greift das dritte Kriterium, nach dem Tragwerke ausreichend robust auszulegen sind. Obwohl der Begriff der *Robustheit* numerisch nicht klar zu definieren ist, bestehen in der Fachöffentlichkeit bereits erste praxistaugliche Ansätze, vgl. z. B. [2.3], [2.284], [4.40] und [R.21]. Vielfach zeigt sich, dass insbesondere die ungenügende Redundanz und robuste Ausbildung der Tragwerke Ursache für die Versagensfälle sind, z. B. [2.153], [4.44], [4.45].

Das Literaturstudium von Schadensbildern und -ursachen ist wichtig, doch nicht ausreichend. Erst eine zielgerichtete Analyse ermöglicht weiterführende Ansätze. Somit schließt bspw. *Frangopol* [2.110] aus der Analyse von 14 Brückeneinstürzen in 2006, dass

- Brückeneinstürze nicht länderspezifisch sind, sondern sowohl in Industrie- wie auch in Entwicklungsländern auftreten;
- Brückeneinstürze alters- und materialspezifisch sind;
 - Mauerwerkstragwerke > 100 Jahre (Fundamentversagen)
 - Stahlbetontragwerke > 40 Jahre (Rissbildung, Bewehrungskorrosion);
- eine Zuordnung in drei Kategorien möglich ist:
 - a) Einstürze infolge Überschwemmungen,
 - b) Einstürze während der Konstruktion,
 - c) Einstürze infolge mangelnder Wartung.

Bauart- und materialspezifische Schadensdokumentationen können aufschlussreich sein. Durch Einbeziehung von Schadensursachen, Brückentyp und Altersstruktur können hilfreiche Informationen zur sinnvollen Integration eines angepassten Monitoring-Systems generiert werden.

An den Schadensfällen der Vergangenheit ist auch zu erkennen, dass nicht nur die Einwirkung oder das Material ursächlich zum Schaden beitragen, sondern insbesondere der Faktor Mensch eine nicht zu unterschätzende Rolle spielt. Nicht nur die Fehler im Betrieb,

sondern auch das Mensch-Maschine-Interface ist relevant. Der Mensch dient bei automatisierten Handlungsabläufen oftmals nur noch als Reserve. Durch den Automatismus seines eigenen Arbeitsablaufes schwindet sein Know-How kontinuierlich. Im regulären Betrieb ist er ständig unterfordert, doch sobald eine unplanmäßige Situation eintritt, ist er überfordert und nicht im Stande, diese Aufgabe zu lösen. Derartige Szenarien sind leider nicht fiktiv, sondern auf diese Weise kam es bspw. zum Störfall im Tschernobyl.

Alltägliche Situationen führen dazu, dass Gefahren nicht mehr objektiv wahrgenommen werden, da der Mensch ihnen kontinuierlich ausgesetzt ist und sich daran gewöhnt hat. Zudem führen *neue Situationen*, die bspw. nach Umstrukturierungen in der Arbeitswelt auftreten, zu Häufungen von Unfällen.

4.2 Kosten

Zusatzmaßnahmen sind mit Zusatzkosten verbunden. Somit entstehen auch durch Überwachungen jeglicher Art erhöhte Herstellungs- und Unterhaltungskosten. Damit stellt sich die Frage: Welche Überwachungsmaßnahmen sind wirtschaftlich sinnvoll?

Dabei sind Beurteilungen der Bauwerksalterung auch für private Infrastruktur-Management-Systeme bedeutsam. Vielfach gewünschte Nutzungsänderungen und -erweiterungen an Bestandsbauwerken führen zu ökologischen, wirtschaftlichen und sozio-politischen Überlegungen. Der Bauwerkszustand verschlechtert sich i. d. R. im Laufe der Jahre, so dass im Hinblick auf aktuelle Planungsvorgaben oder Bauherrenanforderungen unzureichende inhärente Zuverlässigkeiten bestehen können.

Zur Gewährleistung einer über die Lebensdauer ausreichenden Zuverlässigkeit und dabei angemessener Lebenszykluskosten sind Strategien zur Zustandsbewertung und optimaler Instandhaltung erforderlich, deren Entwicklung derzeit noch nicht weit fortgeschritten ist. In [1.2] werden bspw. die relativen Kostenentwicklungen proaktiver und reaktiver Instandhaltungsstrategien angegeben, vgl. Bild 4-2 und [R.36].

Jedoch bleibt die Kernfrage: Was ist die Gesellschaft bzw. der Bauherr bereit, für eine Erhöhung der Sicherheit – die zunächst nicht unbedingt von jedem als solche erkannt oder empfunden wird – zu investieren?

Auf den Wert eines menschlichen Lebens wurde bereits in Abs. 2.1.3 eingegangen. Er sollte nicht in finanziellen Einheiten dargestellt werden, da das Maßsystem der Finanzsysteme auf bezahlbare, also wiederbeschaffbare Dinge ausgelegt ist. Diese Reproduzierbarkeit bildet die Grundlage für ein finanzielles Wertesystem. Der Wert eines Menschen kann nicht beziffert werden, die Maßnahmen zu seinem Schutz hingegen schon. Somit hat eine Gesellschaft festzulegen, welchen endlichen Betrag sie für die Sicherheit eines Menschenlebens aufbringen kann. Durch diesen Betrag sollen Maßnahmen zum Schutz vor unfreiwilligen Risiken aus der technischen und natürlichen Umwelt finanziert werden. Darüber hinaus wird eine Gesellschaft i. d. R. in einem konkreten Schadensfall alles Erdenkliche für die Rettung von Menschenleben unternehmen.

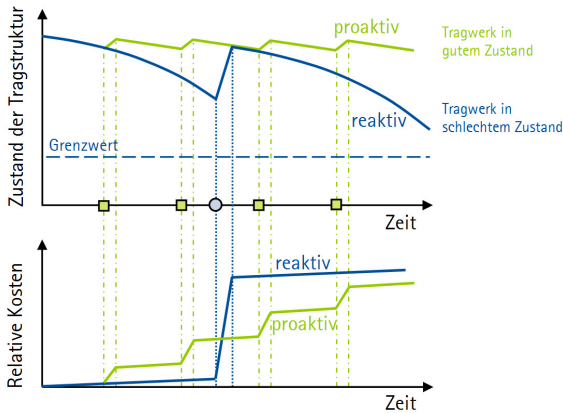


Bild 4-2: Relative Kosten eines proaktiven und reaktiven Bauwerksmanagements (nach [1.2] und [1.3])

Aus volkswirtschaftlicher Sicht beträgt der „Wert eines statistischen Lebens“ zwischen einer und fünf Mio. Euro. *Viscusi* hat bereits Mitte der 1930er Jahre in den USA einen Betrag von vier Mio. US-Dollar ermittelt und diese Größenordnung wurde durch spätere Analysen bestätigt, vgl. z. B. [2.229]. [2.58] nennt Aufwendungen zum Schutz eines menschlichen Lebens in Höhe von vier Mio. US\$ für die mittlere Lebensdauer bzw. 100.000 US\$ pro Jahr. Dieser Wert wird mit dem zuvor in Gl. (2-7) analog ausgeführten Rechenansatz des LQI belegt, nach dem abhängig von den variablen Eingangsgrößen die erforderlichen öffentlichen Ausgaben für den Schutz eines menschlichen Lebens – zumindest in dieser Größenordnung – beziffert werden können.

$$\frac{\text{Wert eines Lebens}}{\text{Jahr}} = \frac{\text{öffentliche Ausgaben}}{\text{Jahr}} = \frac{1}{\left(\frac{w/b \cdot (1-w)}{e/\bar{e}} \right)} \quad (4-1)$$

Zahlenbeispiel:
$$\frac{1}{\left(\frac{1/8 / 20.000 \cdot (1 - 1/8)}{80 / 40} \right)} \approx 366.000 \text{ US\$}$$

- w Anteil der Arbeitszeit an der gesamten Lebenszeit ($\approx 1/8$)
- e Lebenserwartung bei der Geburt (≈ 80 Jahre)
- \bar{e} mittlere Lebenserwartung (≈ 40 Jahre)
- b Bruttosozialprodukt pro Person und Jahr (15.000 – 20.000 US\$)

Aus der Umformung des LQI nach Gl. (2-7) können die maximalen Kosten für eine Schutzmaßnahme abgeleitet werden.

$$C = \frac{1-w}{w} \cdot \frac{C_F \cdot N_F}{M} \cdot g \cdot (P_{f,1} - P_{f,2}) \quad (4-2)$$

C_F	Faktor zur Beschreibung der Form der Bevölkerungs„pyramide“
N_F	Anzahl der möglichen Opfer für den beobachteten Unfall
M	allgemeine Sterberate in einem Land (Mortalität)
g	Pro-Kopf-Einkommen
$(P_{f,1} - P_{f,2})$	Änderung der Unfallwahrscheinlichkeit durch die Schutzmaßnahme
$P_{f,1}$	Unfallwahrscheinlichkeit im Originalzustand
$P_{f,2}$	Unfallwahrscheinlichkeit nach der Durchführung der Schutzmaßnahme

Eine Optimierung der erforderlichen Aufwendungen für Bestandsbauten zielt auf die Minimierung der erwarteten Gesamtkosten unter Berücksichtigung einer ausreichenden Zuverlässigkeit ab. Mit Gl. (4-3) werden die Gesamtkosten abgeschätzt [1.3]. Analoge Kostenabschätzungen finden sich ebenso in weiteren Literaturstellen.

$$C_T = C_{des} + C_{con} + C_{osl} + C_{dem} \quad (4-3)$$

C_T	Gesamtkosten des Bauwerks von der Planung bis zum Abriss
C_{des}	Planungskosten (design) (Phase 1 bis 3)
C_{con}	Herstellungskosten (construction) (Phase 4)
C_{osl}	Nutzungskosten (operational service life) (Phase 5)
C_{dem}	Abrisskosten (demolition) (Phase 6)

Die während der Nutzung anfallenden Kosten können weiter aufgegliedert werden in

$$C_{osl} = C_M + C_i + C_R + C_F \quad (4-4)$$

C_M	Wartungskosten (Verkehrseinschränkungen, Mietausfall etc) (Maintenance)
C_i	Inspektions- und Überwachungskosten (Inspection)
C_R	Reparaturkosten (Repair)
C_F	Versagenskosten (Failure) (auch Versagensfolgekosten)

Die hier während der Nutzung anfallenden Versagenskosten C_F wurden bereits in Gl. (2-9) auf Seite 18 als expliziter Teil der Gesamtkosten angeführt.

Diese Formulierungen nach Gl. (4-3) und (4-4) könn für den Einsatz von Monitoringverfahren in Anlehnung an [3.186] zu Gl. (4-5) erweitert werden. Die Gesamtkosten des Bauwerks von der Planung bis zum Abriss enthalten damit auch die Kosten eines Monitorings C_{mon} , die sich innerhalb des Monitoring-Zeitraumes wie in Gl. (4-6) angegeben noch weiter aufgliedern.

$$C_T^0 = C_{des}^0 + C_{con}^0 + C_{osl}^0 + C_{dem}^0 + C_{mon} \quad (4-5)$$

$$C_{\text{mon}} = M_T + M_{\text{OP}} + M_{\text{INS}} + M_{\text{REP}} \quad (4-6)$$

M_T	Planungs- und Herstellungskosten des Monitoring-Systems
M_{OP}	Betriebskosten des Monitoring-Systems
M_{INS}	Inspektionskosten für das Monitoring-System
M_{REP}	Reparaturkosten für das Monitoring-System

Die Kosten des Monitoringsystems C_{Mon} werden an anderer Stelle mit Gl. (4-7) etwas anders formuliert und zugleich mit einer Ausfallwahrscheinlichkeit des Systems und der gängigen Verzinsung verknüpft [3.196].

$$\begin{aligned} C_{\text{mon}} &= C_{\text{Sys}}^{\text{mon}}(k) + C_{\text{Inst}}^{\text{mon}}(k) + (1 - P_f) \cdot C_{\text{Op}}^{\text{mon}} \cdot \frac{1}{(1 - i_r)^t} \\ &= M_T(k) + (1 - P_f) \cdot M_{\text{OP}} \cdot \frac{1}{(1 - i_r)^t} \end{aligned} \quad (4-7)$$

k	Mengenabhängigkeitsfaktor, z. B. Anzahl der Sensoren
$C_{\text{Sys}}^{\text{mon}}(k)$	Bereitstellungskosten des Monitoring-Systems, abhängig von k
$C_{\text{Inst}}^{\text{mon}}(k)$	Installationskosten des Monitoring-Systems, abhängig von k
$C_{\text{Op}}^{\text{mon}}$	Betriebskosten des Monitoring-Systems
$(1 - P_f)$	Wahrscheinlichkeit, dass kein Versagen eintritt
i_r	Zinssatz
t	Zeitspanne, für die der Zinssatz anzurechnen ist

Der eigentliche Nutzen (Benefit) eines Monitoring-Systems B_{MON} wird aus dem Vergleich der erwarteten Gesamtkosten C_T (auch *Lebenszykluskosten*) mit und ohne Monitoring bestimmt. Das Monitoring ist nur dann kosteneffizient, falls der Nutzen des Monitorings B_{MON} positiv ist.

$$B_{\text{MON}} = C_T - C_T^0 \quad (4-8)$$

Für den Fall, dass statt des Monitorings alle Inspektions- und Instandhaltungskosten mit $M(p)$ berücksichtigt werden, kann die dafür aufzubringende Summe nach [2.58] mit folgendem Ansatz abgeschätzt werden:

$$M(p) = I_0 \cdot \frac{1}{t_{\text{insp}} \cdot i_r} + R(p) \cdot \frac{P_R(p) \cdot \exp(-t_{\text{insp}} \cdot i_r)}{1 - \exp(-t_{\text{insp}} \cdot i_r)} \quad (4-9)$$

t_{insp}	Zeitintervall zwischen den Inspektionen
I_0	Kosten einer Inspektion (Annahme: alle Inspektionen kosten gleich viel)

$R(p)$	Reparaturkosten
$P_R(p)$	Wahrscheinlichkeit einer Reparatur (abhängig vom Inspektionsergebnis)
i_r	Zinssatz

Diese rein monetäre Betrachtung kann jedoch nicht den reinen Nutzen belegen. Über ein geeignetes Monitoring wird auch eine gesteigerte Sicherheit erzielt. Diese kann nur in einer risikobasierten Betrachtung ausgedrückt werden. Ausgehend von dem Berechnungsansatz Gl. (2-1) kann das Risiko für diskrete Zeitpunkte bestimmt werden. Für den Fall, dass eine zeitabhängige Zuverlässigkeitsanalyse mit zeitabhängigem Risiko durchgeführt werden soll, ist eine *hazard function* $h(t)$ erforderlich, vgl. Gl. (4-10), Abs. 2.1.4 und Bild 2-7 auf Seite 21. Diese Funktion drückt die bedingte Versagenswahrscheinlichkeit innerhalb der Zeit $(t, t + dt)$ aus, sofern der Schaden noch nicht vorher eingetreten ist. Die Überlebenswahrscheinlichkeit $p_s(t)$ wird auf die Überlebensfunktion $S(t)$ und ihre Ableitung $S'(t)$ bezogen. Diese Funktion kann in jedem Zeitschritt mit der Versagenskonsequenz (z. B. Kosten) multipliziert werden und erlaubt einen objektiven Vergleich.

$$h(t) = \frac{dp_s(t)}{dt} \cdot \frac{1}{p_s(t)} = \frac{S'(t)}{S(t)} \quad (4-10)$$

In der Entscheidungstheorie sind für die genannten Kostenanteile jeweils die Erwartungswerte $E(C_i)$ anzusetzen [2.58]. Sobald jedoch Extremwerte für die zu erwartenden Gesamtkosten gesucht werden, ist dies gesondert zu betrachten.

Bauwerksbezogene Lebenszykluskosten (Life-Cycle-Costs, LCC) können in allen Bauwerksphasen reduziert werden. In der Planung (Phase 1 bis 3) durch Vermeidung arbeits- und wartungsintensiver Bauteile. Durch optimale Ausführungsqualität werden herstellungsbedingte Kosten (Phase 4) gering gehalten. Während der Nutzungsdauer schließlich (Phase 5) werden durch Überwachungen und angepasste Erhaltungsstrategien die in dieser Phase anfallenden Unterhaltungskosten minimiert. Für das Zahlenbeispiel eines ermüdungsbedingten Anrisses einer Offshore-Konstruktion kann die in Bild 4-3 dargestellte exemplarische Kostenentwicklung mit einem Optimum der Gesamtkosten für ein Inspektionsintervall von ca. 13 bis 17 Jahren angegeben werden. Diese Darstellung soll an dieser Stelle die Kostenentwicklung über die Zeit veranschaulichen. Die Eingangsdaten sind in [2.58] dokumentiert.

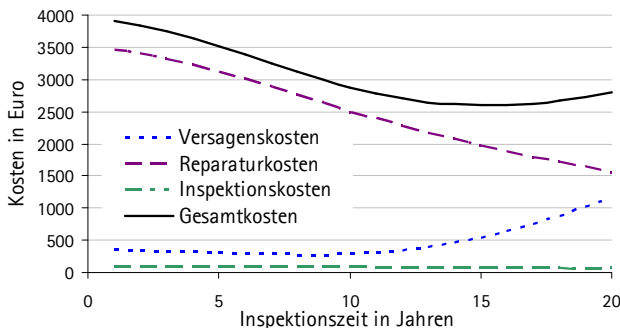


Bild 4-3: Voraussichtliche Kosten in Abhängigkeit vom nächsten Inspektionszeitpunkt, frei nach [2.58]

Ähnliche Praxisanwendungen für Dauerhaftigkeitsbetrachtungen sind auch in *LifeCon* [2.182] zu finden. Diese Modelle dienen einer ausgewogenen Instandhaltungsplanung zur Erhaltung sicherer und wirtschaftlicher Tragwerke.

Eine Überwachung erhöht zu definierten Zeitpunkten die Bau- und Unterhaltungskosten eines Bauwerks. Über einen längeren Zeitraum jedoch vermindert sie zugleich die Folgekosten für Erhaltungsmaßnahmen. Deutlich wird dies bspw. an Brückentragwerken, bei denen bereits seit Längerem ein strukturiertes Überwachungs- und Instandhaltungskonzept eingesetzt wird. In dem in Bild 4-4 exemplarisch dargestellten Finanzierungsmodell für eine Straßenbrücke ist deren zeitliche Kostenentwicklung zu erkennen.

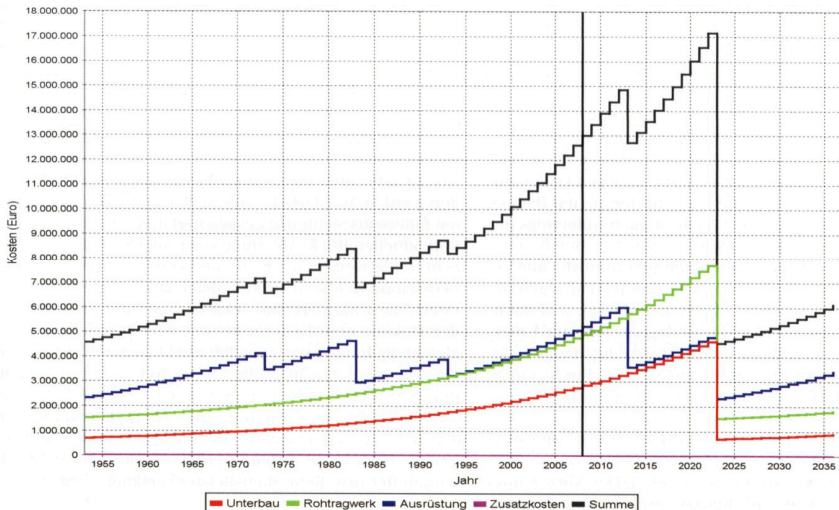


Bild 4-4: Kostendiagramm eines Finanzierungsmodells einer Brücke aus [4.47]

Doch nicht nur die Quantität der Überwachungen, d. h. die Dichte der Inspektionsintervalle und die Menge der durch Monitoring u. ä. erfassten Daten ist entscheidend. Insbesondere die Güte der Informationen (Rohdaten) und deren Auswertung ist wesentlich für ein sicheres Tragwerk.

4.3 Hochbauten

Bei Nutzungsänderungen oder Instandsetzungen von Hochbauten sind Material- und Tragfähigkeitsuntersuchungen erforderlich. Dies können bspw. bei Parkhaussanierungen Untersuchungen der Fahrbahndecke sein. Über zerstörungsfreie Potentialdifferenzmessungen werden dort Informationen über eine mögliche Korrosion ermittelt (Bild 4-5 links). Sofern ein Aufbeton oder eine Beschichtung aufgebracht werden soll, wird über Haftzugprüfungen festgestellt, ob eine ausreichende Zugfestigkeit vorhanden ist (Bild 4-5 rechts).



Bild 4-5: Potentialdifferenzmessung (links) [I.15], Haftzugprüfung (rechts) [I.18]

Nutzungsänderungen gehen i. d. R. mit Erhöhungen der Nutzlasten einher. In einigen Fällen sind damit auch neue Konzepte für Flucht- und Rettungswege verbunden. Falls dadurch ältere, vielleicht sogar historische Bauteile und Tragwerke in Mitleidenschaft gezogen werden, führen statische Berechnungen selten zum Ziel. Zum einen, weil keine oder nur ungenaue Materialkennwerte der Tragstruktur vorliegen. Zum anderen, weil die historischen Bauwerke nicht nach den heutigen Sicherheitsaspekten nachgewiesen werden können. Die heutigen i. d. R. konservativen statischen Abschätzungen durch vereinfachte Modellannahmen mit relativ ungenauen Randbedingungen (Vernachlässigung von Umlagerungen, Mitwirkung sekundärer Tragelemente) sind für Neubauten sinnvoll. Für Bestandsbauten hingegen müssen die damit verbundenen Tragreserven aktiviert werden. Analytische Beschreibungen sind dafür nicht ausreichend. Daher hat sich eine hybride Statik entwickelt, in der die analytischen Ansätze durch Belastungsversuche ergänzt werden, vgl. Abs. 3.3.5.

In Bild 4-6 ist die Messeinrichtung für einen Belastungsversuch einer Hofkellerdecke veranschaulicht. Auf dem Gelände einer früheren Wurstfabrik wurden die angrenzenden Gebäude in Geschäfts- und Wohneinheiten umgebaut. Sie umschließen einen Hofbereich, der aus Fahrstraße und Wendehof besteht und unterkellert ist. Die ca. 100 Jahre alte einachsig gespannte Stahlsteindecke (Bauart einer Kleineschen Decke) dient daher als einzige mögliche Zufahrt für Feuerwehrfahrzeuge zu den Geschäfts- und Wohneinheiten. Hofkellerdecken, die nur im Brandfall von Feuerwehrfahrzeugen befahren werden, sind nach DIN 1055 Teil 3 der Brückenklasse 16/16 zugeordnet. Ein rechnerischer Nachweis der Tragfähigkeit der Hofkellerdecke konnte unter dieser Beanspruchung nicht erbracht werden. Daher wurde ein Belastungsversuch gemäß der Richtlinie für Belastungsversuche an Betonbauwerken [R.81] durchgeführt [I.14]. Die Versuchsziellast wurde punktuell in zuvor definierten Lastschritten mittels hydraulischer Pressen aufgebracht. Im gesamten Deckenbereich wurden mit den installierten LVDT sehr geringe Verformungen der Stahlsteindecke und der Stahldeckenträger festgestellt, die auch stets reversibel waren. Aufgrund der gemessenen Verformungen konnte von einer ausreichenden Tragfähigkeit der Hofkellerdecke für die untersuchte Beanspruchung ausgegangen werden.



Bild 4-6: Messeinrichtung für den Belastungsversuch einer Hofkellerdecke [I. 14]

Umnutzungen eröffnen auch die Möglichkeit, bestehende nicht mehr erforderliche Tragkonstruktionen mit zerstörenden Prüfmethoden zu untersuchen. Dadurch kann der Bauteilzustand benachbarter gleichartiger Bauteile abgeschätzt werden und eine Prognose bzgl. der Restnutzungsdauer erstellt werden. Eine über 20 Jahre lang ohne Dacheindeckung ungeschützt der Witterung ausgesetzte Dachbinderkonstruktion sollte für einen Bauparkt reaktiviert werden, vgl. Bild 4-7. Da einige Binder außerhalb des geplanten neuen Gebäuderasters lagen und entsorgt werden sollten, konnten an diesen zerstörende Bauteilprüfungen durchgeführt werden. Besonderes Interesse galt dabei der Karbonatisierungstiefe sowie dem Zustand der Spannglieder und Spannlitzen. Die Untersuchungen belegten, dass die Binder für die geplante neue Nutzung weiterverwendet werden konnten und eine ausreichende Restnutzungsdauer vorliegt.

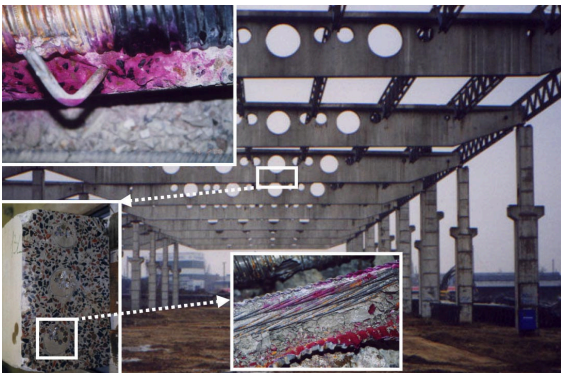


Bild 4-7: Zerstörende Bauteiluntersuchungen an Spannbetonbindern einer Halle [I. 19]

Der Restnutungszeitraum von Hochbauten kann über zerstörungsfreie und zerstörende Prüfungen besser eingeschätzt werden. Die damit erlangten zusätzlichen Informationen bieten eine vertrauenswürdige Grundlage zur Neubewertung des Bauteilzustandes. Sind diese Methoden nicht ausreichend, bieten experimentelle Tragsicherheitsbewertungen eine letzte Möglichkeit, eine hinreichende Zuverlässigkeit für rechnerisch nicht mehr

standsichere Konstruktionen zu belegen. Mit den genannten Verfahren wird das reale Tragverhalten besser erfasst. Auf dieser Basis kann für einen zuvor definierten Bezugszeitraum der ULS eingehalten bzw. der Restnutzungszeitraum prognostiziert werden.

Bei Bestandsbauwerken sind aufwendigere Verfahren der Zustandsermittlung und Prognose zulässig, da die Maßnahmenkosten zur Erhöhung der Sicherheit deutlich höher liegen als beim Neubau und damit der zusätzliche Analyseaufwand wirtschaftlich ist. Probabilistische Analysen für Hochbauten werden hingegen nur in sehr wenigen Ausnahmefällen durchgeführt (z. B. [4.30]), da sich der Aufwand und der Erkenntnisgewinn im Vergleich zu den Gesamtbauwerkskosten nicht rechnet.

4.4 Straßenbrücken

Nachstehend wird zunächst der aktuelle Zustand und die Beurteilung von Straßenbrücken behandelt. Besonderer Wert wird darüber hinaus auf eine Verkehrsbeanspruchungsermittlung ohne Eingriff in den fließenden Verkehr gelegt. Ausgehend von den in Abs. 3.2.2.6 erläuterten Möglichkeiten zur Messung im laufenden Verkehr werden eigene Untersuchungen an zwei Bauwerken beschrieben. Auf die derzeit bei Straßenbrücken aktuellen Problemstellungen der Spannungsrissskorrosion und der Nachrechnung bestehender Straßenbrücken wird verwiesen. Zum Abschluss wird das Vorgehen und die Grundsätze einer probabilistischen Berechnung von Straßenbrücken vorgestellt.

Das Gesamtstraßennetz in Deutschland umfasst außerorts ca. 231.000 km mit ca. 120.000 Brücken. Davon entfallen ungefähr 53.400 km auf Bundesfernstraßen (BAB 12.400 km, Bundesstraßen 41.000 km) mit ca. 38.000 Brücken. Diese Brücken sind zu ca. 88% als Beton- und Spannbetonbrücken (17,4 % Beton, 69,8 % Spannbeton) ausgeführt und besitzen ein geschätztes Anlagevermögen von rund 45 Milliarden Euro. Die Altersstruktur der Brücken wird mit Bild 4-8 veranschaulicht: Im Zeitraum 1965 bis 1985 wurden rund 65 % aller Brücken gebaut, dabei nahezu alle großen Talbrücken in den alten Bundesländern. Diese Brückentragwerke werden heutzutage durch den überproportional gestiegenen Güterverkehr mit immer schwereren Fahrzeugen beansprucht.

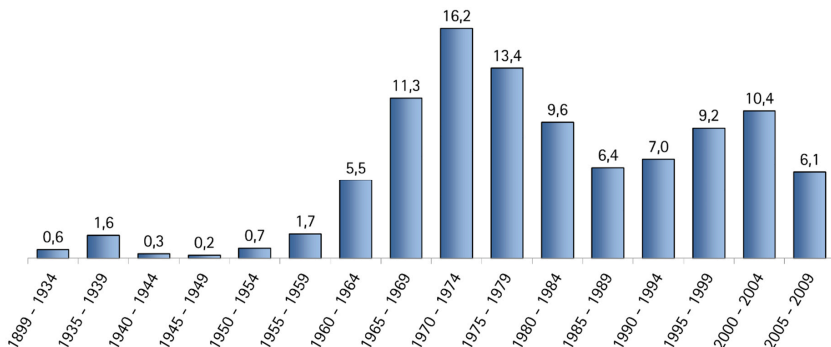


Bild 4-8: Altersstruktur nach Herstellungsjahr [%], Stand 1.3.2010 (Quelle: BMVBS)

Vor diesem Hintergrund wurde ein Bericht zum Thema Qualität, Dauerhaftigkeit und Sicherheit von Spannbetonbrücken der Bundesfernstraßen erstellt [4.8]. In diesem wird davon ausgegangen, dass für den Bestand an Spannbetonbrücken bei bestimmungsgemäßer Nutzung kein erkennbares Sicherheitsrisiko besteht, falls die Bauwerke nach den

bestehenden Vorschriften fachgerecht überwacht und festgestellte Schäden in angemessener Frist beseitigt werden.

Die Funktionsfähigkeit und Verkehrssicherheit von Ingenieurbauwerken wird in erster Linie durch eine regelmäßige und fachkundige Überwachung und Prüfung gemäß DIN 1076 [R.10] sichergestellt (→ Abs. 3.4.1). Danach ist für jede Brücke im Abstand von sechs Jahren eine *Hauptprüfung* durch speziell ausgebildete Bauwerksprüfingenieure durchzuführen. In diesem Rahmen werden alle Bauteile unter Zuhilfenahme von Besichtigungsgeräten handnah geprüft. Drei Jahre nach der Hauptprüfung wird eine *Einfache Prüfung* angesetzt. Bei den jährlich durchzuführenden *Besichtigungen* kontrollieren die zuständigen Straßen- und Autobahnmeistereien die Bauwerke. Zudem werden mit zusätzlichen zweimal jährlich angesetzten *Beobachtungen* augenscheinliche Schäden festgestellt. Alle Ergebnisse werden für jede einzelne Brücke nach festen Vorgaben dokumentiert [3.164]. Der Nachrechnung einer bestehenden Brücke wird die *Nachrechnungsrichtlinie* (→ Literatur siehe Abs. 6.8.2) zu Grunde gelegt.

Die Schäden und der Brückenzustand werden durch den Bauwerksprüfingenieur getrennt für die Bereiche

- Standsicherheit,
- Verkehrssicherheit (z. B. Beeinträchtigung durch fehlende Gitterstäbe im Geländer),
- Dauerhaftigkeit (z. B. Beeinträchtigung durch eine große Anzahl von Schäden wie Betonabplatzungen, schadhafte Abdichtung, Korrosionsschäden usw.)

bewertet und automatisch zu einer Zustandsnote zusammengefasst. Diese Zustandsnoten bilden die Grundlage für die weitere Erhaltungsplanung. Eine Zustandsnote von 3,5 und schlechter beschreibt einen Bauwerkszustand, der eine „umgehende Instandsetzung bzw. Erneuerung erforderlich“ macht. Die Entwicklung der Zustandsnoten wird mit Bild 4-9 ersichtlich. Ungefähr 50% der Mängel sind im Bereich der Dauerhaftigkeit der Tragkonstruktion angesiedelt.

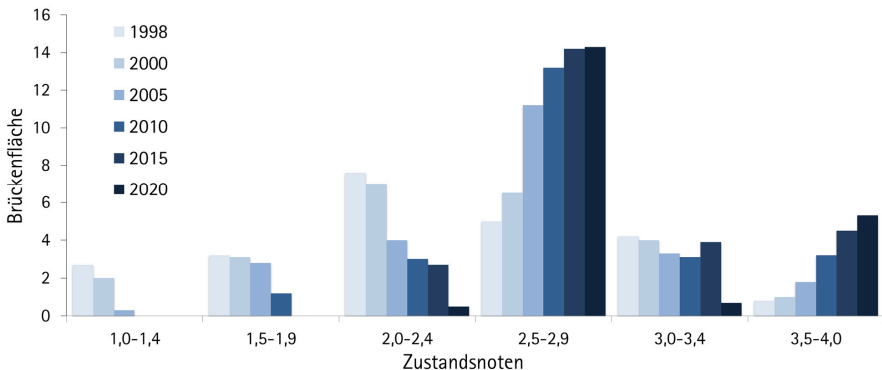


Bild 4-9: Zustandsentwicklung eines Teilnetzes ohne Erhaltung
 Quelle: BAST, nach [4.22]

Sofern festgestellt wird, dass die Standsicherheit des Bauwerkes gefährdet ist, werden entsprechende Maßnahmen getroffen, um diese auch weiterhin zu gewährleisten. Mit der Zustandsnote liegen keine Aussagen über den Umfang der Schäden und die Kosten der Instandsetzungsmaßnahme vor. Sie dient lediglich als Indikator, ob in naher Zukunft eine

Instandsetzungsmaßnahme durchzuführen ist. Für die Finanzierung der Erhaltungsmaßnahmen sind im Bundesverkehrswegeplan 2003 für den Zeitraum 2001 bis 2015 rund 34 Milliarden Euro veranschlagt. Für den Erhalt der Brücken werden gegenwärtig pro Jahr ca. 400 Millionen Euro ($< 1\%$ des Wiederbeschaffungswertes) ausgegeben [4.6], [4.11].

Auch bei großen Brückenquerungen werden die zulässigen Risiken definiert, vgl. Abs. 2.1.2. So wird bspw. bei der Øresundbrücke die Anzahl möglicher Opfer nach dem in Bild 4-10 dargestellten ALARP eingeschätzt, vgl. Bild 2-3.

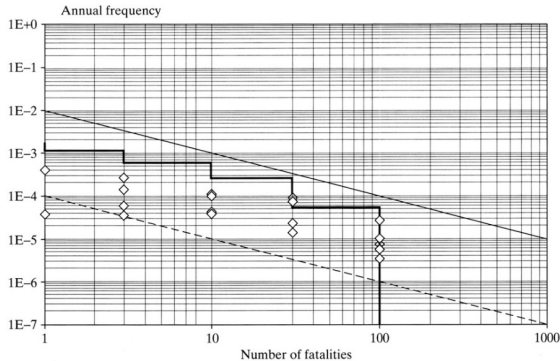


Bild 4-10: ALARP-Regionen der Øresundbrücke aus [2.30]

Die Verkehrslastmodelle in den nationalen und europäischen Regelwerken basieren auf Verkehrsmessungen bei Auxerre in Frankreich, vgl. [2.22]. Die dortige Verkehrszusammensetzung war über einen längeren Zeitraum gut dokumentiert und wurde mit einem relativ hohen Schwerverkehrsanteil von 32% in der Fahrspur 1 als repräsentativ für europäische Verhältnisse eingeschätzt. Sowohl im Eurocode 1 [R.19] als auch im DIN Fachbericht 101 [R.71] wird für Tragfähigkeitsuntersuchungen ein vereinfachtes, aus Simulationen abgeleitetes Verkehrsmodell angesetzt, in dem die Schwingbeiwerte bereits enthalten sind (mit Ausnahme der lokalen Wirkungen bei Fahrbahn-Übergängen) [2.22]. Auf Basis des als Zielgröße formulierten Zuverlässigkeitsindex $\beta = 4,7$ (1 Jahr) wurde an gleicher Stelle der Teilsicherheitsbeiwert für die Verkehrslast $\gamma_0 = 1,35$ bestimmt. Die Verkehrsmessungen wurden an nationale Verhältnisse angepasst, so dass in den verschiedenen nationalen Lastmodellen Anpassungsbeiwerte enthalten sind. Für Deutschland wird dies im DIN-Fachbericht 101 [R.71] durch eine Lastmodellreduzierung mit dem Beiwert $\alpha = 0,8$ bewirkt. Sowohl diese Beiwerte als auch die Entwicklung neuer Lastmodelle steht infolge der in Bild 4-11 dargestellten prognostizierten Verkehrsentwicklung in ständiger Diskussion.

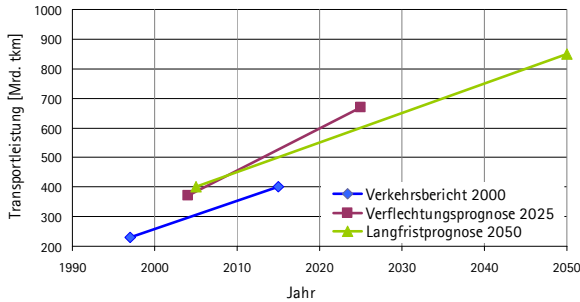


Bild 4-11: Entwicklung der Transportleistung auf dem deutschen Straßennetz nach [3.56]

Dieser Sachverhalt ist nicht neu: Auch früher wurden die Lastmodelle für die Berechnung der Straßenbrücken sukzessive an die veränderten Randbedingungen angepasst, vgl. Bild 4-12.

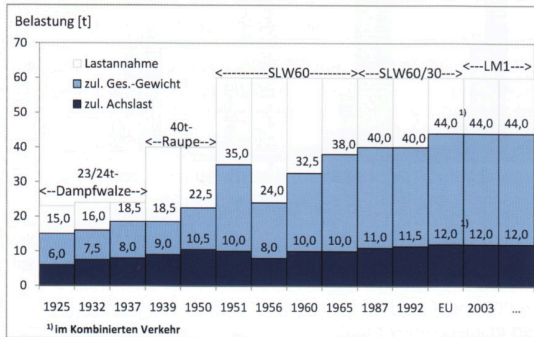


Bild 4-12: Entwicklung der Brückenklassen, zulässige Gesamtgewichte und Achslasten aus [3.56]

4.4.1 Forschungsaktivitäten (Verkehrslasterfassungen)

Verkehrslasten sind stochastische Prozesse, die durch Simulationen nur ungenügend erfasst werden können. Vielmehr müssen die Verkehrslasten objektbezogen gemessen werden, um realistische Aussagen über die Wechselwirkung zwischen Beanspruchung und Tragwerkswiderstand und somit auch die Zuverlässigkeit eines Bauwerks treffen zu können. Da sich die Brückentragwerke – zumindest planmäßig – im Gebrauchslastbereich bewegen, sind insbesondere die dabei anzutreffenden ermüdungswirksamen Beanspruchungen relevant. Dabei sind die großen aus dem Schwerlastverkehr herrührenden Tragwerksbeanspruchungen bestimmend für die Dimensionierung. Somit stellt der durchschnittliche tägliche Schwerverkehr (DTSV) eine wesentliche Berechnungsgrundlage dar. Der DTSV wird an zahlreichen nationalen und internationalen automatischen Zählstellen erfasst, bswp. auch auf der BAB A2 und A7, vgl. Bild 4-13. In [4.5] ist die Jahresauswertung 2007 für 1.373 deutsche Zählstellen enthalten, womit die Entwicklung im Bundesfernstraßennetz abgeschätzt wird.

Ein wesentlicher Nachteil dieser Zählstellen ist jedoch, dass lediglich die Anzahl der Fahrzeuge, nicht jedoch deren Gewicht erfasst wird. Somit kann über die reine Verkehrszählung nicht auf die Tragwerksbeanspruchung geschlossen werden. Daher bedienen kommerzielle Systeme wie bspw. das „Weigh-in-Motion“ (WIM) diese Bedürfnisse. Viele Verkehrslastmessungen beruhen auf WIM-Systemen (z. B. Kistler.com), mit denen die Achslasten und Gesamtgewichte mit einer lt. Herstellerangaben vorhandenen Genauigkeit von 5% bestimmt werden, vgl. auch Tabelle 3.4 auf Seite 128. WIM-Anlagen sind jedoch kostenintensiv und ihre Installation erfordert i. d. R. eine Verkehrssperrung. Sperren von Verkehrswegen, insbesondere auf primären Strecken wie Bundesautobahnen, sind bei Verkehrsfährdungen und Instandsetzungen zwar üblich, jedoch mit dem Ziel der reinen Informationsgewinnung kaum durchführbar. Daher sind Möglichkeiten von Interesse, um auf anderem Wege zu Daten über die Beanspruchungen infolge des Schwerverkehrs zu gelangen.

Seit einigen Jahren werden verschiedene mehr oder weniger aufwendige Verfahren an Brücken getestet. Die eingesetzte Sensorik darf den Verkehrsfluss nicht beeinträchtigen und die Gesamtkosten (Installation, Messung, Auswertung) sollten – zumindest für praxisnahe Anwendungen und einen eventuellen breiteren Einsatzbereich – für das betrachtete Bauwerk und den erzielbaren Nutzen angemessen sein. *Eichinger* [3.35] sieht in objektbezogenen Verkehrslastmessungen den Vorteil, dass insbesondere für Bestandsbauwerke auf sekundären Streckenabschnitten realistischere Bewertungen möglich werden. Im Zuge der Nachrechnung bestehender Bauwerke sollten diese Vorteile objektbezogener Verkehrslastmessungen genutzt werden, um reale Situationen zu erfassen. Einige Möglichkeiten zur Verkehrslastermittlung und deren Genauigkeiten sind in Abs. 3.2.2.6 auf Seite 126 bereits beschrieben worden. Auf die am Institut für Massivbau der Leibniz Universität Hannover durchgeführten Untersuchungen wird im nachstehenden Abschnitt eingegangen.

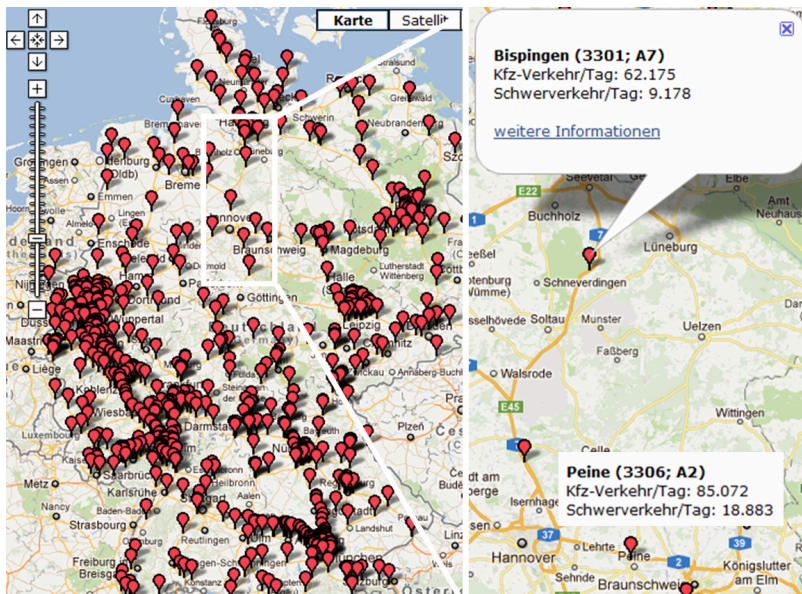


Bild 4-13: Nationale automatische Verkehrszählstellen (www.bast.de)

Weiterführende Aussagen hinsichtlich der vorhandenen Nutzungs- bzw. Lebensdauer der Bauwerke werden mit Life-Cycle-Methoden möglich, vgl. Abs. 2.8.6. Die dabei zu berücksichtigende chemische und physikalische Degradation des Materials entzieht sich aufgrund der komplexen Einwirkungs- und Widerstandsansätze oftmals der Anschauung (siehe DLS in Abs. 2.5.2.1). Die numerischen Modelle sind zwar einsatzbereit, die eigentliche Schwierigkeit liegt jedoch in der ungenügend vorhandenen Datenbasis. Die mechanische Degradation (siehe FLS in Abs. 2.5.2.4) bietet ebenfalls Ansatzpunkte zur Ermittlung einer Restlebensdauer. Die in diesem Rahmen zu berücksichtigenden prognostizierten Beanspruchungen sind nur bei qualitativ und quantitativ hinreichenden Datengrundlagen sinnvoll abschätzbar.

4.4.2 Monitoring und Probelbelastungen bei Brücken

Der Einsatzbereich von Monitoringverfahren im Brückenbau ist sehr vielfältig. Erste Kontrollmechanismen greifen bereits in der Entwurfs- und Planungsphase. Im Bauablauf werden der Herstellungsprozess und die verwendeten Baustoffe überwacht. Mit der Verkehrsübergabe wird ein periodisches Kontrollsystem gestartet, vgl. Bild 3-14 und Tabelle 3.11 auf Seite 150. Die Ergebnisse dieser periodischen Prüfung oder besondere Randbedingungen führen bei einigen Bauwerken zu erweiterten Überwachungsmethoden. Diese können eingesetzt werden, um die Dauerhaftigkeit (Chloridmigration, Karbonatisierung), Gebrauchstauglichkeit (Rissbildung, Verformungen), Tragfähigkeit (Tragwerksversagen mit oder ohne Vorankündigung, Spannungsrisskorrosion → Abs. 6.8.3) oder Ermüdung (Beanspruchungskollektive) zu überwachen. Durch die normativen Regelungen in DIN 1076 [R.10] werden in erster Linie visuell die widerstandsbestimmenden Parameter einer Brücke dokumentiert. Schäden können durch aufwendigere lokale Überprüfungen (z. B. zerstörungsfreie Prüfmethoden nach Abs. 3.3.3) oder systembasierte i. d. R. dynamische Verfahren (Systemidentifikation nach Abs. 3.3.4) analysiert und teilweise detektiert werden.

Auf die Notwendigkeit, neben den widerstandsbestimmenden Parametern auch die beanspruchungsbestimmenden Größen, also die Einwirkungen und dabei insbesondere den Verkehr zu ermitteln, wurde bereits in Abs. 2.8.6.4 und 3.2.2.6 eingegangen. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen können dazu genutzt werden, zuverlässigere Ansätze und Prognosen für den Brückenbestand zu erhalten. Sie könnten die bereits vorhandenen objektbezogenen Daten ergänzen (z. B. in SIB-Bauwerke) und letztendlich in ein netzübergreifendes Bauwerk/Brücken-Management-System (BMS) integriert werden, vgl. Abs. 2.8.6.4. In Bild 4-14 wird ein möglicher Einsatzbereich des Monitorings inkl. der an dieser Stelle erörterten Verkehrslastmessungen mit Bezug auf vorhandene Bauwerkprüfungen und das im Aufbau befindliche BMS ([3.74], [3.84], [3.81]) dargestellt.

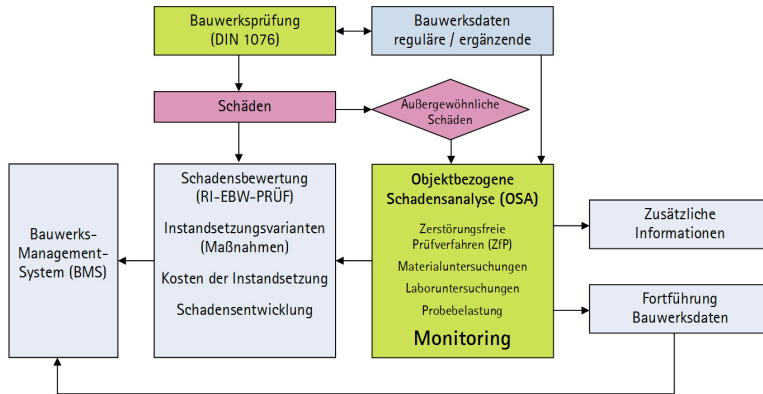


Bild 4-14: Einsatzbereich von Monitoring im Brückenbau, vgl. auch [3.57]

4.4.2.1 Objektbezogenes Monitoring an Kastenträgerbrücken

In den vergangenen Jahren wurden am Institut für Massivbau der LUH verschiedene Brückentragwerke numerisch und experimentell untersucht. Somit wird in [I.6], [I.13] und [3.103] beschrieben, wie sich eine Einführung des 60t-Fahrzeuges (60t-Fahrzeugkombination nach modularem Nutzfahrzeugkonzept), sog. „Gigaliner“ auf die Tragfähigkeit und Ermüdungssicherheit verschiedener Brückenquerschnittstypen auswirkt. Diese numerischen Analysen wurden mit dem in [I.6], [H.16], [H.19] bis [H.21], [H.28] [H.31] und [3.103] beschriebenen messtechnischen Arbeiten ergänzt. In diesem Zusammenhang wurden umfangreiche Untersuchungen an der in Bild 4-15 dargestellten Autobahnbrücke Denkendorf durchgeführt.

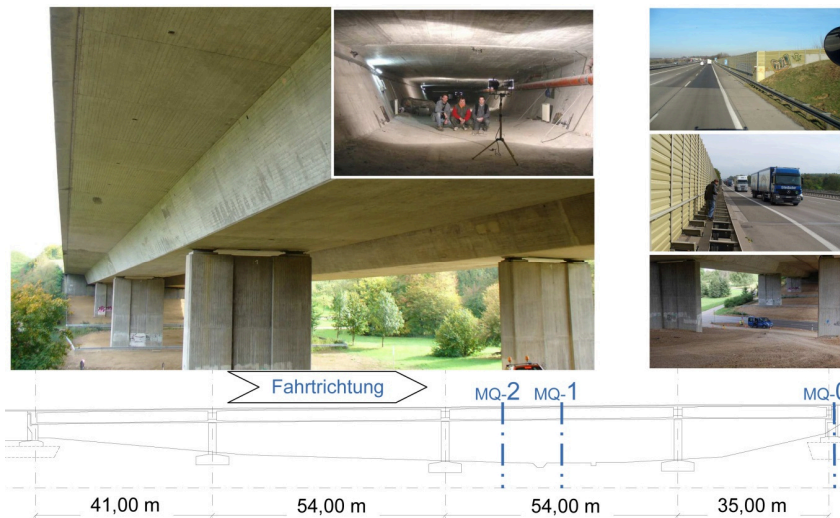


Bild 4-15: Untersuchte Autobahnbrücke Denkendorf mit Messquerschnitten

Mit dem Ziel, die an dieser Brücke eingesetzte, relativ umfangreiche und aufwendige Messtechnik nach Bild 4-16 zu minimieren, laufen derzeit Untersuchungen an der in Bild 4-17 bis Bild 4-19 dargestellten Landstraßenbrücke in Rethen/Hannover, vgl. [H.24] [H.25] [H.37] [H.38]. Um eine Allgemeingültigkeit des derzeit an Kastenträgerbrücken angewendeten Verfahrens zu gewährleisten, werden die laufenden Untersuchungen noch auf andere Brückenquerschnitte erweitert.

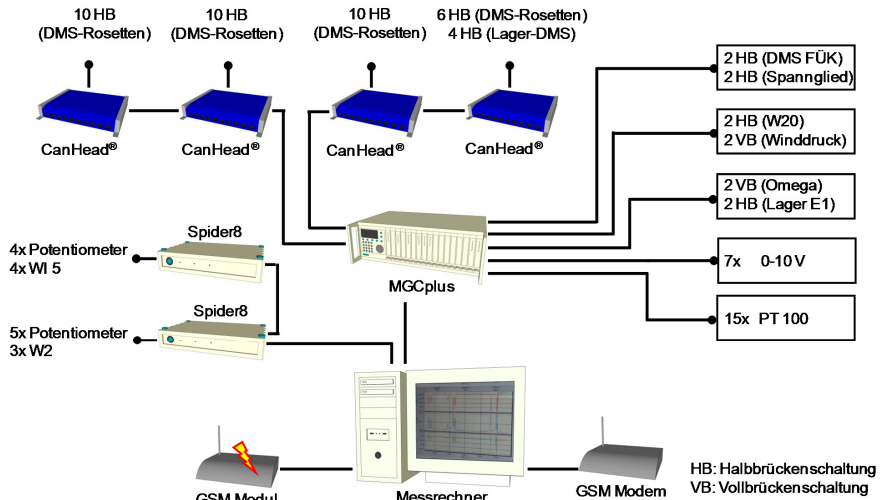


Bild 4-16: Installierte Messtechnik in der Autobahnbrücke Denkendorf aus [3.103]



Bild 4-17: Untersuchte Landstraßenbrücke in Rethen mit Messquerschnitten

In der Landstraßenbrücke in Rethen wurde im Feldmessquerschnitt MQ-2 die in der Querschnittsdarstellung Bild 4-18 ersichtliche Messeinrichtung nach Tabelle 4.1 installiert.

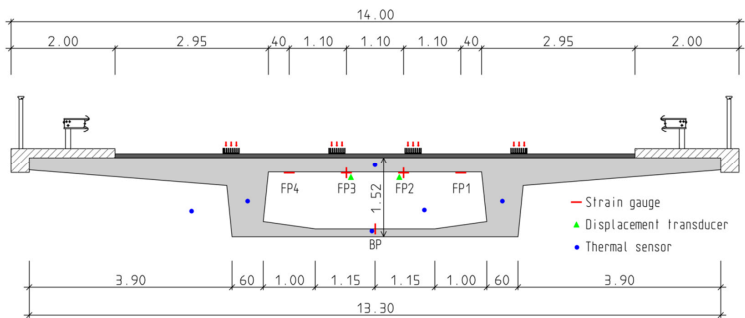


Bild 4-18: Querschnitt MQ-2 mit Positionierung der Messtechnik

Tabelle 4.1: Messtechnik in der Landstraßenbrücke Rethen

Sensor	Anzahl	Feld	Ort	Messgröße
DMS BP	1	2 + 3	Bodenplatte (längs)	Globale Dehnung
DMS FP1, FP4	je 1	2 + 3	Fahrbahnplatte (quer)	Lokale Dehnung
DMS FP2, FP3	je 1	2 + 3	Fahrbahnplatte (längs und quer)	Lokale Dehnung
LVDT DT (W20)	2	2	Fahrbahnplatte (Ort FP2, FP3)	Relativverformung
OWLG Laser	2	3	Fahrbahnplatte (Ort FP2, FP3)	Relativverformung
PT100 TS	6	3	Temperatursensoren (Bauteil und Luft)	Temperatur
AWL Laser	4	ÜKO	unter Traversen der ÜKO	Relativverformung
PS Potentiom.	4	ÜKO	unter Traversen der ÜKO (alternativ)	Relativverformung
	24			
Verstärker				
MGCplus	1		Messwertverstärker	
			Erfassung mit 100Hz (DMS) bis 1.200 Hz (AWL)	

In Bild 4-19 sind die optischen Wegaufnehmer zur Aufzeichnung der Relativverschiebung zwischen der Fahrbahn- und der Bodenplatte im Feldquerschnitt MQ-3 dargestellt. Diese Werte zeichnen lokale Verformungen der Fahrbahnplatte auf, über die ggf. auf fahrzeug-spezifische Daten wie Achsabstände und Spurlage in Brückenquerrichtung geschlossen werden kann. Eine gleiche Zielstellung ist mit den Dehnungsmessstreifen (DMS) unterhalb der Fahrbahnplatte verbunden. Mit ihnen werden ebenfalls lokale Dehnungen in Längs- und/oder Querrichtung der Brücke gemessen, vgl. FP1 bis FP4 in Bild 4-18. Die DMS wurden im Labor auf einer dünnen Kupferfolie appliziert und bei der Installation in-situ mit einer Anpressvorrichtung auf die Betonoberfläche geklebt, vgl. Abs. 3.2.2.2.

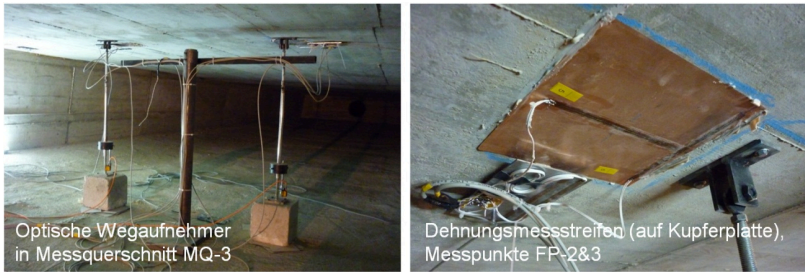


Bild 4-19: Innenansicht der Landstraßenbrücke in Rethen mit Messtechnik

Der Bodenplatten-DMS (BP in Bild 4-18) zeichnet globale Verformungen des Überbauquerschnitts auf. Bei den untersuchten Kastenträgerquerschnitten wird die aufgezeichnete Dehnung nur unwesentlich von der Torsion infolge exzentrischer Verkehrslast beeinflusst. Daher wird mit einem DMS mit einer Abtastrate von 100 Hz das Fahrzeuggesamtgewicht für das Kalibrierfahrzeug mit den in Bild 4-20 dokumentierten Genauigkeiten bestimmt. Grundlage dieser statistischen Auswertung bilden 25 Kalibrierfahrten mit demselben 38,25 t schweren Fahrzeug, die nach Gl. (3-6) und Gl. (3-7) auf Seite 135 ausgewertet wurden. Durch den direkten Vergleich mit den in Tabelle 3.4 auf Seite 128 angegebenen Genauigkeiten anderer WIM-Systeme ist die Güte der Gewichtsbestimmung offenkundig. Einschränkung muss jedoch festgehalten werden, dass diese Angaben für andere Fahrzeuggewichte und insbesondere bei anderen klimatischen Randbedingungen variieren können.

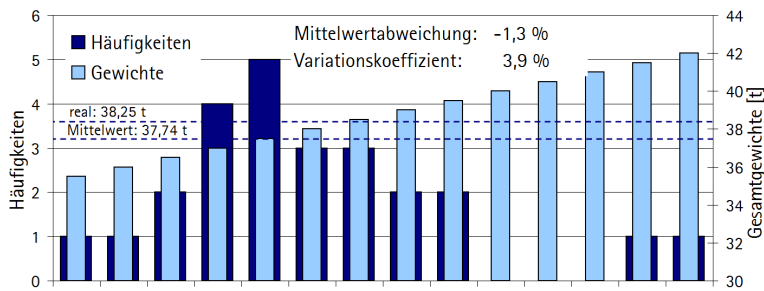


Bild 4-20: Histogramm der klassierten Fahrzeuggesamtgewichte für die 25 Kalibrierfahrten mit dem einem 5-achsigen Fahrzeug mit 38,25 t Gesamtgewicht

Eine Rad- oder Achslastermittlung ist mit dieser Messeinrichtung in Feldmitte nicht möglich. Die lokalen Verformungs- und Dehnungsmessungen an der Fahrbahnplatte sind infolge der Rad- oder Achslasten durch die Bauwerks- und Fahrzeugdynamik beeinflusst. Diese Messungen werden jedoch genutzt, um auf den Achsabstand oder die Fahrzeuggeschwindigkeit zu schließen. Eine Redundanz hierzu wird durch die in Bild 4-21 dargestellte Verformungsmessung an den Traversen der Übergangskonstruktion (ÜKO) mit optischen Wegaufnehmern (Laserdistanzensensoren mit einer Abtastrate von 1.200 Hz) erhalten.



Bild 4-21: Fahrbahnübergangskonstruktion der Landstraßenbrücke in Rethen

Bei beiden untersuchten Brücken in Denkendorf und Rethen wird an der ÜKO eine Fahrzeugzuordnung durchgeführt, da der Fahrzeugtyp mit dieser Einrichtung eindeutig über die Achsabstände definiert werden kann. An der hochdynamisch beanspruchten Übergangskonstruktion sind Lastermittlungen wenig aussagekräftig. Die an diesen Stellen bestimmten dynamischen Fahrzeuggesamtgewichte weichen sowohl in ihrer Größe als auch in ihrer Häufigkeitsverteilung deutlich von den statischen, z. B. über Bodenplatten-DMS bestimmten Gesamtgewichten ab, vgl. Bild 4-22. Selbst eine Achslastaufteilung des Gesamtgewichtes über die relative maximale Verformung der Traverse unter der Achslast scheitert an den dynamischen Einflüssen, vgl. auch [I.6]. Statt der Laserdistanzsensoren sind alternativ auch Beschleunigungsaufnehmer im Einsatz.

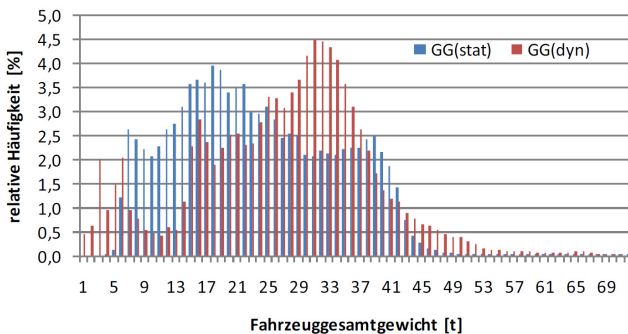


Bild 4-22: Verteilung der statischen und dynamischen Fahrzeuggesamtgewichte an der Brücke Denkendorf im Februar 2009 aus [I.6]

Für die Einrichtung des Monitoring-Systems an der Autobahnbrücke Denkendorf wurden Kalibrierfahrten unter definierten Randbedingungen in Anlehnung an die europäischen Achslasterfassungsprogramme WAVE [3.202] und COST 323 [3.27] durchgeführt. Für die Brücke „Rethen“ war keine Brückensperrung möglich, so dass ein zuvor gewogenes Fahrzeug mit 38,25 t im laufenden Verkehr 25 mal über die Brücke gefahren ist und die Bauwerksreaktionen aufgezeichnet wurden, vgl. Bild 4-20.

Mit den in Bild 4-23 dargestellten Bodenplattenlängsdehnungen wird auf das Fahrzeuggesamtgewicht geschlossen.

Dafür wurde ein Auswertalgorithmus an die Randbedingungen des untersuchten Brückentragwerkes adaptiert. Zum einen gehen die maximalen Dehnungswerte bei der Bestimmung des statischen Gesamtgewichtes ein. Zum anderen geben die Dehnungsschwingspiele Aufschluss über die Ermüdungsbeanspruchung durch den Schwerkverkehr. Dabei werden nicht nur Einzelfahrzeuge auf der Brücke ausgewertet, sondern durch den an das Brückentragwerk angepassten Auswertalgorithmus werden auch mehrere zeitgleich auf der Brücke befindliche Fahrzeuge erfasst, vgl. [H.24], [H.25], [H.37] und [H.38].

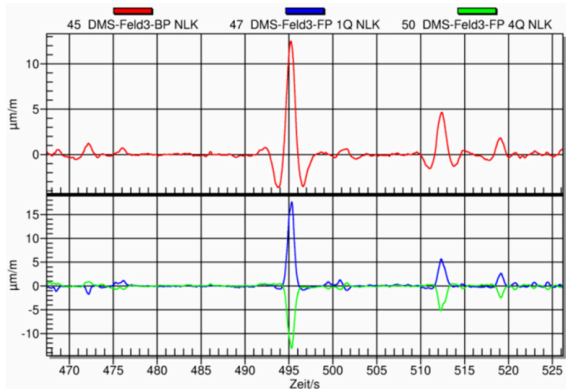


Bild 4-23: Dehnungsmessung der DMS auf der Bodenplatte (längs) und unter der Fahrbahnplatte (quer) der Landstraßenbrücke in Rethen aus [I.4]

Die statischen Fahrzeuggesamtgewichte werden als Histogramm aufgetragen und durch eine statistische Verteilung approximiert, vgl. Abs. 4.4.3. In gleicher Weise werden auch die Dehnungsschwingspiele bzw. bei vorausgesetztem linear-elastischen Materialverhalten die Spannungsschwingspiele in ein Lebensdauerschaubild übertragen, vgl. Bild 4-24.

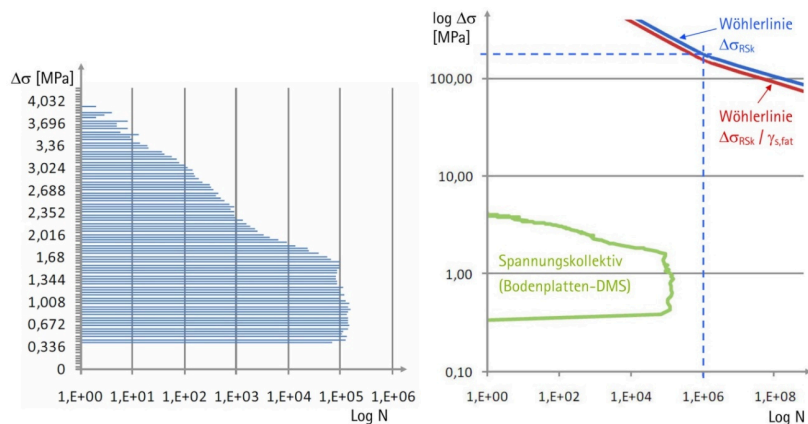


Bild 4-24: Spannungsschwingspiele der Betonstahlbewehrung in der Brücke Denkendorf für einen Messzeitraum von ca. einem Jahr aus [I.6]; links: in einfachlogarithmischer Darstellung rechts: in doppeltlogarithmischer Darstellung mit Wöhlerlinie

Die messtechnische Erfassung der Fahrzeugesamtgewichte und -häufigkeiten gestattet auch Extrapolationen in die Zukunft. Über Szenarienebildung können so die Auswirkungen einer veränderten Verkehrszusammensetzung oder einer Steigerung des Schwerverkehrsaufkommens berücksichtigt werden. Somit wird es auch möglich, eine prozentuale Steigerung des DTSV sowie weitere Verkehrslastmodelle wie z. B. das 44t-Fahrzeug nach ARS13/04, das 52t-Fahrzeug, den 60t-Roadtrain oder das 65t-Fahrzeug in Simulationen zu erfassen, vgl. [1.6] und [6.9].

Die Ermüdungstragfähigkeit eines Tragwerks oder Bauteils kann auf verschiedenen Stufen nachgewiesen werden, vgl. Abs. 2.5.2.4. Die messtechnische Erfassung der Dehnungsschwingspiele ermöglicht analog zum ELM4 nach EC1 einen expliziten Betriebsfestigkeitsnachweis. Die Umsetzung ist ausführlich in [1.6] und [3.103] beschrieben. Auf diese Weise lassen sich die zuvor genannten Szenarien innerhalb einer Lebensdaueranalyse integrieren.

Die vorherige Achsabstandsbestimmung lässt zudem eine Klassierung in definierte Fahrzeugtypen zu, wie sie in Bild 4-25 dargestellt ist.

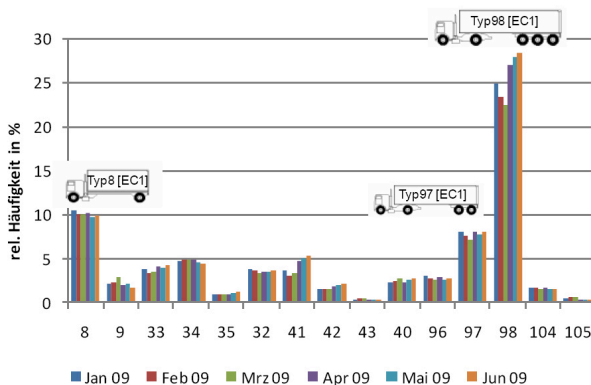


Bild 4-25: Relative Häufigkeit der klassierten Fahrzeuge auf der Brücke Denkendorf im Zeitraum Januar bis Juni 2009 aus [1.6]

Mit dem Korrekturfaktor c nach Gl. (4-11) können nach [4.14] die tatsächlichen Verkehrsdaten auf eine beliebige Wiederkehrperiode von T Jahren angepasst werden. Dieser Korrekturfaktor nimmt für eine mittlere Wiederkehrperiode von etwa 20 Wochen den Wert 1,0 an und erhöht sich für die Änderung der Wiederkehrperiode $T = 100$ Jahre auf $T = 1.000$ Jahre um 9% vgl. Bild 4-26.

$$c = 1,05 + 0,116 \cdot \log(T) \quad (4-11)$$

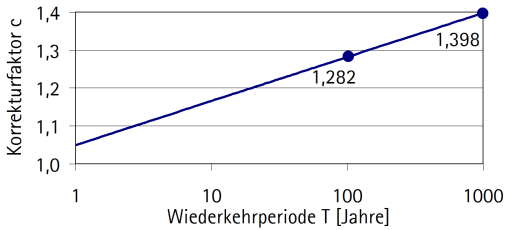


Bild 4-26: Korrekturfaktor c für die Übertragung von Messdaten auf andere Wiederkehrperioden T nach [4.14].

4.4.2.2 Belastungsversuche an Brücken

Neben dem Last- oder Dauerhaftigkeits-Monitoring bieten Probelastungen die Möglichkeit, das Tragverhalten besser bewerten zu können, vgl. Abs. 3.3.5. Somit sind auch die im vorherigen Absatz angeführten Kalibrierfahrten im Zuge des Verkehrslastmonitorings an Brücken bereits Probelastungen. Durch eine gezielte Belastung in ausgewählten Tragwerksbereichen bei kontinuierlicher Messung der Auswirkungen werden sogar für höhere Lastansätze als im regulären Verkehr Bewertungen möglich. Diese zielen – wie bei allen experimentellen Tragfähigkeitsbewertungen – auf die genauere Erfassung und damit geringere Standardabweichungen der Widerstandsseite ab. Damit verbunden sind geringere Versagenswahrscheinlichkeiten bzw. bei gleich bleibenden Zuverlässigkeiten entsprechend höhere zulässige Beanspruchungen, vgl. Abs. 2.7.1.4 und 0. Probelastungen an Brücken wurden z. B. von [3.43] [3.44], [4.38], [4.37], [4.27], [2.335] u. a. durchgeführt. Mit dem Belastungsfahrzeug BELFA sind analog zur Richtlinie für Belastungsversuche selbstsichernde Belastungsversuche an Brücken bis 18 m Stützweite durchführbar [3.178] [3.70].

Eine eindrucksvolle Brückenprobelastung wurde an der *Fehmarnsundbrücke* durchgeführt. Sie ist das Nadelöhr der Verkehrsverbindungen nach Skandinavien. Die Überlegungen zum Ausbau der Verkehrsanbindung über den Großen Belt brachten es mit sich, dass auch diese 1963 gebaute Brücke hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit bei steigenden Verkehrsbeanspruchungen experimentell untersucht werden musste. Dafür wurde eine extensive Messeinrichtung vorbereitet und eine Probelastung mit einem Belastungszugverband mit zehn Einheiten sowie einem 120 t Schwertransport durchgeführt, vgl. [3.99]. Mit Geschwindigkeiten $v = 10$ km/h wurde eine quasi-statische Belastung und bei $v = 120$ km/h (für die Lokomotive) auch dynamische Lasten aufgebracht.



Bild 4-27: Belastungsfahrzeuge auf der Fehmarnsundbrücke aus [3.99], links: zehn Lokomotiven, rechts: 120 t Fahrzeug

Am *Felsenauviadukt* in Bern [4.85] wurde an einer Spannbetonhohlkastenbrücke eine Probelastung durchgeführt, um die Brücke zum einen hinsichtlich ihrer Quervorspannung zu überprüfen und zum anderen nachzuweisen, dass sie auch den gestiegenen Verkehrsbeanspruchungen standhält. Die Brücke wurde durch zwei Panzer mit jeweils 54,5 t belastet. Die Auswertung der experimentellen Untersuchungen und numerische Analysen führten zu dem Ergebnis, dass eine 10%-ige Steigerung der Achslasten zur Reduzierung der Restlebensdauer von 117 Jahren auf 67 Jahre führt.

Mit diesen beiden Beispielen wird die Thematik der Probelastung von Brücken nur angeschnitten. Dennoch wird deutlich, dass der Aufwand für Probelastungen bei Brücken deutlich höher ist als bei Hochbauten. Die aufzubringenden Beanspruchungen müssen i. d. R. über schwere Fahrzeuge wie z. B. Panzer oder Lokomotiven bereitgestellt werden. Die zumeist stark frequentierten Bauwerke müssen über mehrere Stunden für den Verkehr gesperrt werden. Letzten Endes liegt keine selbstsichernde Belastungseinrichtung vor und die numerisch fixierten Versuchsziellasten sind mit den Belastungsfahrzeugen nicht stufenweise anzufahren, wie dies nach der Belastungsrichtlinie zweckmäßig wäre. Wie o. g. sind auch Kalibrierfahrten Probelastungen an Brücken bzw. die Probelastungen sind ihrer Natur nach eher Kalibrierfahrten, mit denen das Tragverhalten im erweiterten Gebrauchslastniveau analysiert wird.

4.4.3 Probabilistische Berechnung einer Straßenbrücke

In der Literatur finden sich einige Angaben zur probabilistischen Berechnung von Brückentragwerken. Diese behandeln zumeist die Grenzzustände der Dauerhaftigkeit nach Abs. 2.5.2.1 bzw. 8.4. In einigen Berechnungen werden querschnittsbezogene Ansätze mit Fehlerbaumanalysen behandelt [4.82] [4.93] [R.49]. In anderen werden aufwendige Gesamtsystemmodellierungen mit gekoppelten Programmen durchgeführt, vgl. Bild 4-28.

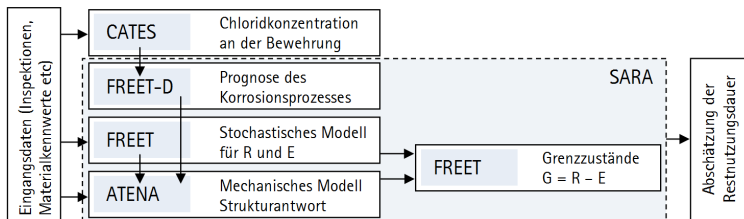


Bild 4-28: Programm SARA (Safety and Reliability Assessment) nach [1.4] [2.263]

Vereinzelnd werden auch die Biege- und Querkrafttragfähigkeit von Brücken auf diesem Wege untersucht [4.96]. Wesentlich bei allen Analysen ist die Formulierung und ggf. Verknüpfung der Grenzzustände. Sind die dauerhaftigkeitsbestimmenden Gleichungen ausschlaggebend für die Restnutzungsdauer? Können die nichtlinearen Tragwerkseigenschaften, die Rissbildung und die damit verbundene Veränderung der Transportprozesse (Chloridmigration, Karbonatisierung, Wasser etc.) realitätsnah beschrieben werden? In Abs. 2.5.2.1 wurde auf den DLS eingegangen. Dortige Formulierungen gelten nicht für den Übergang in den gerissenen Zustand! Nichtlineare Berechnungsansätze mit FE-Programmen geben Aufschluss über die Hot Spots, doch sind die an diesen Stellen probabilistisch zu behandelnden Grenzzustände kritisch anzuwenden und die Ergebnisse entsprechend zu werten.

Um die Modellunsicherheiten realitätsnah beschreiben zu können, wird in [2.175] versucht, Messwerte an einem Brückentragwerk nach EN 1990 [R.15] Anhang D auszuwerten, vgl. z. B. Abs. 2.4.3 und Auswertungen in [H.8] und [2.15]. Über die Gegenüberstellung der numerisch bestimmten Einflusslinien und der messtechnisch erfassten Zustandsgrößen soll die Modellunsicherheit des untersuchten Brückentragwerks abgeschätzt werden.

Für probabilistische Untersuchungen von Brückenbauwerken werden i. d. R. die normativen Lastmodelle genutzt. Diese sind für Deutschland derzeit in DIN-Fachbericht 101 [R.71] und auf europäischer Ebene in Eurocode 1 Teil 2 [R.19] enthalten. Hintergründe zu diesen Verkehrslastmodellen sind in [2.22] beschrieben. Die charakteristischen Werte der Verkehrslasten für Straßenbrücken sind ermittelt worden für den *Auxerre*-Verkehr mit Anpassungsfaktoren $\alpha_Q = 1,0$ für die Doppelachse und $\alpha_q = 1,0$ für die gleichmäßig verteilte Flächenlast und definiert als Wert mit einer mittleren Wiederkehrperiode von 1.000 Jahren [R.19]. Damit treten sie innerhalb eines Jahres mit einer Wahrscheinlichkeit von 0,1% auf bzw. 99,9% nicht auf. Eine Umrechnung auf andere Bezugszeiträume geschieht mit Gl. (4-12), vgl. Gl. (2-21) auf Seite 25. Der charakteristische Wert hat somit innerhalb des üblicherweise für Brücken angesetzten Bezugszeitraumes $n = 100$ Jahre eine Auftretenswahrscheinlichkeit von 9,52 %.

$$P(n) = 1 - \left(1 - \frac{1}{1.000 \text{ Jahre}} \right)^n \quad (4-12)$$

In [2.22] wird der erforderliche Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkungen des LM1 und eine gewählte Zielzuverlässigkeit mit $\gamma_Q = 1,35$ angegeben. Dieser Teilsicherheitsbeiwert reagiert sensitiv auf die Parameter Brückenlänge und -breite sowie das Verhältnis der Beanspruchungen infolge Eigengewicht und Verkehrslast ([2.22], [2.32]). Der Ansatz der 99,9%-Quantile (1.000 Jahre) wurde in Deutschland nicht übernommen, da er als zu konservativ angesehen wurde. Stattdessen wurden im DIN-Fachbericht 101 (2003) bzw. (2009) [R.71] modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte und Anpassungsfaktoren eingeführt, so dass die charakteristischen Werte der Verkehrslasten nunmehr annähernd dem 98%-Quantilwert entsprechen (Wiederkehrperiode 1 Mal in 50 Jahren). Dafür wurden die Anpassungsfaktoren $\alpha_Q = \alpha_q = 0,8$ gesetzt und die dritte Fahrspur gestrichen. Der Teilsicherheitsbeiwert wurde in Übereinstimmung mit den Regelungen des Hochbaus auf $\gamma_Q = 1,50$ gesetzt. In Tabelle 4.2 sind adäquate Anpassungsfaktoren für die Tandemlast (TS) und die Flächenlast (UDL) für die Nachrechnung von Bestandsbauwerken untergeordneter Brückenklassen angegeben. Diese Werte entstammen probabilistischen Vergleichsrechnungen.

Das Verkehrslastmodell in der Schweizer Norm SIA 261 [R.83], das näherungsweise dem Lastmodell im DIN-Fachbericht 101 entspricht, wurde in [4.54] mit aktuellen Verkehrslastmessungen überprüft. In Tabelle 4.3 sind die auf Grundlage des tatsächlichen Verkehrsaufkommens bestimmten aktualisierten Anpassungsfaktoren für unterschiedliche Querschnittsausbildungen angegeben.

Tabelle 4.2: *Verkehrslastanpassung für Straßenbrücken nach [4.68]*

Brücken- klasse	Bezug Norm	Qualität der Fahrbahn	Fahrspur 1		Fahrspur 2	
			α_{Q1}	α_{q1}	α_{Q2}	α_{q2}
3/3	DIN 1072	durchschnittlich	0,10	0,22	–	–
6/6	DIN 1072	durchschnittlich	0,20	0,24	–	–
9/9	DIN 1072	durchschnittlich	0,25	0,26	–	–
12/12	DIN 1072	gut	0,30	0,28	0,20	1,00
		durchschnittlich	0,30	0,30	0,25	1,00
16/16	DIN 1072	gut	0,35	0,30	0,35	1,00
		durchschnittlich	0,35	0,40	0,45	1,00
30/30	DIN 1072	gut	0,55	0,70	0,50	1,00
		durchschnittlich	0,60	0,70	0,80	1,00
Simulation Auxerre		gut	1,00	0,90	1,00	1,00
LM1	DIN-FB 101	gut	0,80	1,00	0,80	1,00

Tabelle 4.3: *Anpassungsfaktoren für die Überprüfung von Bestandsbauwerken in der Schweiz nach [4.54]*

Brückentyp	Querschnitt	Spannweite	α_{Q1}	α_{Q2}	α_{qi}, α_{qr}
Balken	Kasten	20 – 80 m	0,70	0,50	0,50
	Plaba, zweistegig	20 – 80 m			0,40
	Plaba, mehrstegig	15 – 35 m			0,40
Platte		8 – 30 m			0,40

Plaba = Plattenbalkenquerschnitt

Aus einigen Verkehrsauswertungen resultieren als statistische Beschreibung mehrmodale Normalverteilungen. In [4.9] wird bspw. ermittelt, dass für einen fünfachsigigen Sattel-schlepper mit zweiachsiger Zugmaschine die bimodale (für Fahrzeuglängen und -geschwindigkeit) oder trimodale (für das Fahrzeugsgesamtgewicht) logarithmische Normalverteilung die beste Messwertanpassung liefert. In [1.6] bzw. [6.9] wird die bimodale Normalverteilung als sinnvolle Anpassung angegeben. In Bild 4-29 ist eine bimodale Approximation des Fahrzeugsgesamtgewichts dargestellt. Die Fahrzeugsgesamtgewichte auf der Brücke Denkendorf (rote Linie) wurden über die Winkelverdrehung der Lager ermittelt und in diesem BAST-Kooperationsprojekt (Hannover/Weimar) mit den in Bild 4-30 dargestellten klassierten Häufigkeiten verglichen.

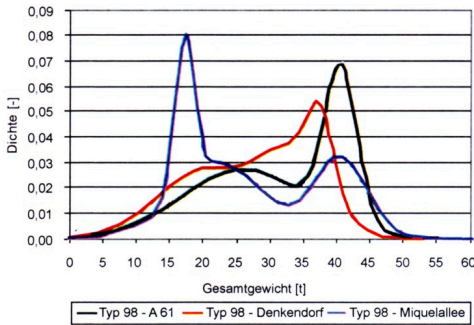


Bild 4-29: Gesamtgewichts-Verteilungsdichte (analytisch) für den Fahrzeugtyp Sattel-schlepper (Typ 98) an der Autobahnbrücke Denkendorf (BAB A8) aus [6.9]

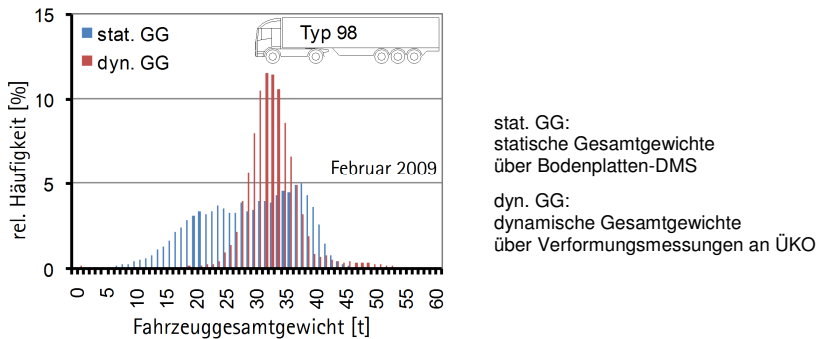


Bild 4-30: Histogramm der gemessenen Gesamtgewichte für den Fahrzeugtyp Sattel-schlepper (Typ 98) an der Autobahnbrücke Denkendorf (BAB A8) aus [1.6]

In den probabilistischen Rechnungen werden Doppel-exponentialverteilungen (Verteilungen nach *Gumbel*) für die Beschreibung der veränderlichen Einwirkungen angesetzt. Auch die Verkehrslasten von Straßenbrücken werden i. d. R. mit dieser Extremwertverteilung beschrieben. Die statistischen Kenngrößen einer Extremwertverteilung nach *Gumbel* sind in den nachstehenden Gleichungen angegeben. Der Parameter u der Gumbelverteilung enthält die *Euler-Konstante* γ und kann mit Gl. (4-16) beschrieben werden. Über die inverse Verteilungsfunktion wird der Quantilwert der Gumbelverteilung nach Gl. (4-17) ermittelt. In Bild 4-31 sind die resultierende Wahrscheinlichkeitsdichte $f(x)$ sowie die Verteilungsfunktion $F(x)$ für das Tandemsystem (Spur 1) des LM 1 dargestellt. Die eingehenden statistischen Kennwerte sind Tabelle 4.5 zu entnehmen und werden nachstehend noch erläutert.

$$f(x) = a \cdot \exp \left[-a \cdot (x - u) - \exp(-a \cdot (x - u)) \right] \quad (4-13)$$

$$F(x) = \exp \left[-\exp(-a \cdot (x - u)) \right] \quad (4-14)$$

$$a = \frac{\pi}{\sigma_X \cdot \sqrt{6}} \quad (4-15)$$

$$u = m_X - \frac{\gamma \cdot \sqrt{6}}{\pi} \cdot \sigma_X = m_X - \frac{0,577216}{a} \quad (4-16)$$

$$F^{-1}(q) = u - \frac{1}{a} \cdot \ln[-\ln(q)] \quad (4-17)$$

Bei längeren Bezugszeiträumen sind größere Extremwerte wahrscheinlicher. Dies wird anschaulich durch eine Parallelverschiebung der Verteilungsfunktion für unterschiedliche Bezugszeiträume. Bezogen auf die zuvor aufgestellten Gleichungen bedeutet dies, dass sich der veränderte Bezugszeitraum nur durch eine Mittelwertverschiebung bei unveränderter Standardabweichung auswirkt. Dieser Sachverhalt kann genutzt werden, um bei verkürzten Bezugszeiträumen von Bestandsbauten eine ausreichende Zuverlässigkeit zu bestimmen bzw. für eine definierte Zielzuverlässigkeit β eine vorhandene Restnutzungsdauer zu ermitteln, vgl. auch [4.31], [4.82] und [4.93]. Die allgemeine Gumbel-Verteilung ist nach unten und oben unbegrenzt (Typ I, $\tau = 0$). Da für Wahrscheinlichkeitsrechnungen insbesondere die Endbereiche der Verteilungen wesentlich sind, wurden für Größtwerte nach unten (Typ II, $-0,5 < \tau < 0$) und für Kleinstwerte nach oben (Typ III, $\tau > 0$) begrenzte Verteilungen über einen zusätzlichen Krümmungsparameter τ eingeführt, vgl. [4.60].

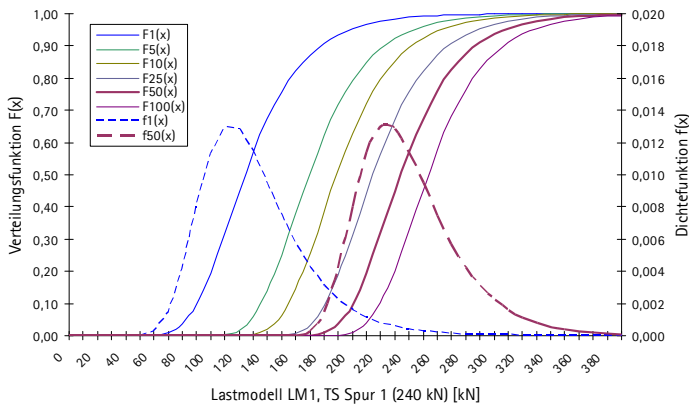


Bild 4-31: Extremwertverteilte Verkehrslast für Bezugszeiträume von 1 Jahr bis 100 Jahre (Tandemsystem LM1 nach DIN FB 101 [R.71])

Mit der in [2.32] ausgeführten Umformung wird der Mittelwert m_X der Gumbelverteilung nach Gl. (4-16) aus dem charakteristischen Wert mit Gl. (4-18) berechnet.

$$m_x = F^{-1}(q) + \frac{0,557216}{1,28255} \cdot \sigma_i + \frac{1}{1,28255} \cdot \sigma_i \cdot \left[\ln(-\ln(q)) \right]$$

(4-18)

σ_i = Standardabweichung der Gumbelverteilung
für den Bezugszeitraum i in Jahren mit $\sigma_i = \sigma_1 = \sigma_{50} = \text{const.}$

q = q -Quantile (hier 98%)

Die Variationskoeffizienten der Straßenverkehrslasten können aus Verkehrslastmessungen bestimmt werden, vgl. Tabelle 4.4.

Tabelle 4.4: Variationskoeffizienten für Straßenverkehrslasten

Land (Jahr)	Messart	Brücken	Bezugszeitraum	v [%]	Quelle
Slowenien	WIM	8	50 Jahre	12,7 – 16,8	[4.98]
Frankreich	WIM	1	–	–	[2.22]
Deutschland	B-WIM	1	–	–	[4.13]
Deutschland	B-WIM	1	–	–	Brücke Denkendorf 2010 [H.16], [H.19], [H.20], [H.21]
Deutschland	B-WIM	1	–	–	Brücke Rethen 2012 [H.24], [H.25], [H.37], [H.38]
Ohio, USA	–	–	–	10 ¹⁾ / 15 ²⁾	[4.58]
–	–	–	–	10	[4.86]

1) single unit trucks 2) Sattelzugfahrzeuge (semi-trailer trucks)

Für die normativ festgelegten charakteristischen Werte der Tandem- und Flächenlasten innerhalb des Lastmodells LM1 werden mit Gl. (4-18) ihre statistischen Kenngrößen für unterschiedliche Bezugszeiträume bestimmt, vgl. Tabelle 4.5.

Tabelle 4.5: Statistische Kennwerte für das Einwirkungsmodell LM1 aus DIN-Fachbericht 101 [R.71]

Lastmodell LM1	Charakter. Wert	Bezugszeitraum in Jahren	Statistische Kennwerte [kN], [-]			
			m_x	a	u	$F^{-1}(0,98)$
TS 1	240 kN	1	139,8	0,0332	122,40	240,00
		25	236,8		219,41	337,01
		50	257,7		240,30	357,90
		100	278,6		261,19	378,79
TS 2	160 kN	1	93,2	0,0498	81,60	160,00
		25	157,9		146,27	224,66
		50	171,8		160,20	238,60
		100	185,7		174,13	252,53
UDL 1	9 kN/m ²	1	5,24	0,8851	4,59	9,00
		25	8,88		8,22	12,63
		50	9,66		9,01	13,42
		100	10,44		9,79	14,20
UDL 2	2,5 kN/m ²	1	1,45	3,1904	1,27	2,50
		25	2,46		2,28	3,50
		50	2,68		2,50	3,72
		100	2,90		2,72	3,94

Dabei wurde ein Variationskoeffizient $v = 15\%$ angesetzt. Als Kontrolle kann nachvollzogen werden, dass bei der Gumbelverteilung der 98%-Quantilwert $F^{-1}(q)$ für den Bezugszeitraum 1 Jahr näherungsweise dem Modalwert u für den Bezugszeitraum 50 Jahre entspricht, vgl. kursive Werte.

Weitere Diagramme für die anderen zu LM1 gehörigen Lastanteile sind im Anhang Abs. 8.6.1 zusammengestellt. In den vorgestellten Auswertungen wurde bisher der Variationskoeffizient der Verkehrslast mit $v = 15\%$ angesetzt, vgl. auch Tabelle 4.4. In Bild 4-32 ist dargestellt, wie sich andere Variationskoeffizienten auf die Verteilungsfunktion für den Bezugszeitraum 1 Jahr auswirken.

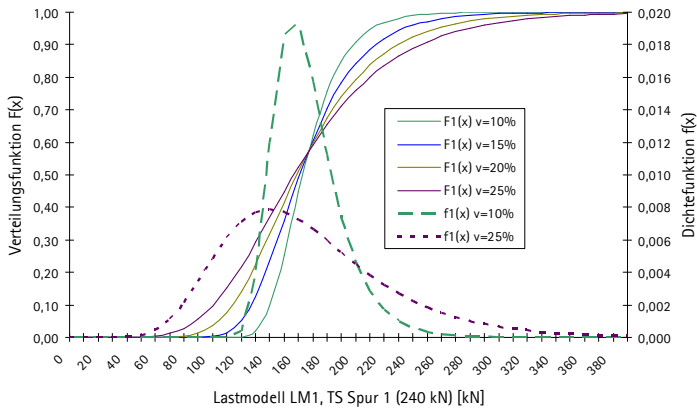


Bild 4-32: Extremwertverteilte Verkehrslast für den Bezugszeitraum 1 Jahr mit veränderlichen Variationskoeffizienten der Verkehrsbeanspruchung (Tandemsystem Lastmodell LM1 nach DIN FB 101 [R.71])

4.5 Windenergieanlagen (Onshore/Offshore)

Die Windenergie nimmt eine zentrale Rolle bei der regenerativen Energieerzeugung ein. In den vergangenen Jahren wurden die ertragreichsten Standorte für landgestützte Windenergieanlagen (WEA) erschlossen und immer größere und leistungsfähigere Anlagen installiert. Im Jahr 2013 lag die installierte Gesamtleistung der 24.008 WEA an Land bei 33.658 Megawatt und hatte damit einen Anteil von 7,8 % an der Strombedarfsdeckung [4.76]. Die Bundesregierung verfolgt das Ziel, bis zum Jahr 2025 den Anteil der Windenergie an der Stromerzeugung auf 25 % zu steigern. Um dieses Ziel zu erreichen, werden auch Anlagen auf hoher See errichtet, sogenannte Offshore-Windenergieanlagen (OWEA). Die kumulierte Leistung der bislang 116 OWEA mit Netzanschluss lag 2013 bei 521 Megawatt. Ende 2013 befanden sich noch 103 OWEA ohne Netzanschluss (395 MW) sowie 282 Fundamente ohne OWEA in der See [4.18].

Für WEA an Land bestehen langjährige Erfahrungen. Die Auslegung dieser Anlagen, sowohl der Tragelemente wie Turm und Fundamente als auch der elektrischen und mechanischen Anlagenteile, konnte in den letzten Jahren kontinuierlich angepasst und optimiert werden. Auf OWEA hingegen sind diese Erfahrungen nur in eingeschränkter Form übertragbar, da auf hoher See andere Umgebungsbedingungen vorherrschen. So treten bei OWEA neue mechanische Beanspruchungen aus Wellen und korrosive Einflüsse durch die salzhaltige Umgebung auf. Die Konzepte für die Unterwasser-Tragstrukturen in Wassertiefen über 30 m unterscheiden sich ebenfalls grundlegend von jenen konventionellen Fundamenten von WEA an Land zu vergleichen.

Tabelle 4.6: Leistungsdaten der deutschen Windenergie [4.12] [4.17] (31.12.2013)

Bereich	2013	2012	2011	2010
Installierte Gesamtleistung	33.729 MW	31.989 MW	29.060 MW	27.191 MW
Neubau an installierter Leistung	2.998 MW	2.415 MW	2.086 MW	1.551 MW
Repowering (abgebaut)	257 MW	178 MW	123 MW	58 MW
Repowering (dafür aufgebaut)	766 MW	431 MW	238 MW	183 MW
Anlagenanzahl	23.645	22.907	22.297	21.572
Neue aufgebaute Anlagen	1.145	998	895	754
Stromproduktion durch WEA in kWh	53,4 Mrd.	50,7 Mrd.	48 Mrd.	37 Mrd.
Anteil am Energieverbrauch	8,9 %	8,4 %	7,8 %	6,2 %

In Europa sind WEA mit einer Gesamtleistung von 86.279 MW (Stand Ende 2010) installiert. Damit ist Europa weltweit Spitzenreiter bei der installierten Leistung, gefolgt von Asien (61.087 MW), das speziell durch den Ausbau in China stark aufholt. China führt weltweit bei der insgesamt installierten Leistung, gefolgt von den USA und Deutschland auf Platz drei. Bei der neu installierten Leistung in 2010 liegt China (18.928 MW) ebenfalls weltweit auf Platz 1 und Deutschland (1.493 MW) an fünfter Stelle.

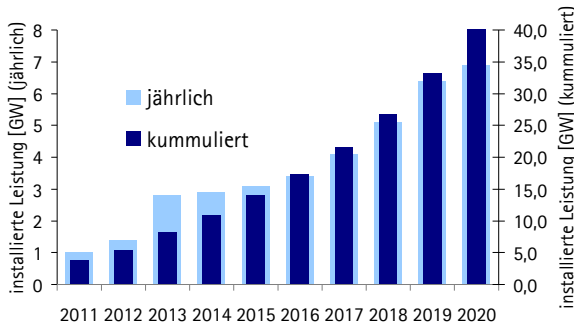


Bild 4-33: Entwicklung der OWEA-Industrie bis 2020 nach [4.75]

Für den Offshore-Markt werden nach EWEA 2012 [4.75] die in Bild 4-33 angegebenen Zuwachsraten für OWEA prognostiziert. Für OWEA ist bedeutsam, dass sowohl die Installation als auch die Instandhaltung sehr kostenintensiv sind. Daher sind alle Komponenten einer OWEA robust auszulegen, um eine hohe Zuverlässigkeit und Verfügbarkeit zu gewährleisten, vgl. Bild 4-34.

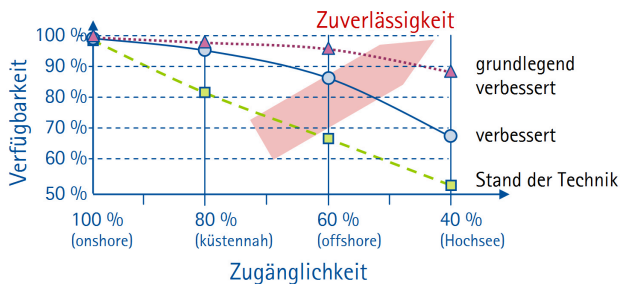


Bild 4-34: Abhängigkeit der Zuverlässigkeit von der Verfügbarkeit und Zugänglichkeit für Offshore-WEA, vgl. [4.75]

4.5.1 Aktueller Stand

Für landgestützte Anlagen liegen mit der DIBt-Richtlinie [R.64] und weiteren eingeführten Regelwerken [R.72], [R.75] verbindliche Angaben für die Bemessung von WEA vor. Die Grundsätze der konstruktiven Auslegung von WEA sind in der Fachliteratur dokumentiert, vgl. z. B. [4.33]. Besonderheiten für Offshore-WEA (OWEA) werden in entsprechenden Standards genannt (z. B. Germanischer Lloyd [R.73], DNV [R.66], IEC 61400 [R.56], [R.57]).

Derzeit werden die gleichen Sicherheitselemente für die Bemessung von WEA genutzt, wie bei anderen Tragwerken. In [4.84] werden Zielzuverlässigkeiten für Windenergieanlagen über Kosten-Nutzen-Analysen auf theoretischer Basis formuliert und [2.316] gibt für verschiedene Bereiche einer Windenergieanlage auch Werte an. Die bisherigen Zielwerte der Zuverlässigkeiten für Windenergieanlagen stehen in der Diskussion [2.278]. Durch die in Tabelle 4.7 dokumentierte Gegenüberstellung mit vergleichbaren Regelwerken der Öl- und Gasindustrie [R.43] werden die Unterschiede ersichtlich. Werden diese nun mit den in

EN 1990 [R.15] bzw. DIN 1055-100 [R.8] (Tabelle 2.7 auf Seite 24) und [4.83] angegebenen Zielzuverlässigkeiten in Bezug gesetzt, bleibt zu diskutieren, ob für unbemannte OWEA eine geringere Zielzuverlässigkeit als bisher gerechtfertigt ist. Diese Forderung nach einer geringeren Zielzuverlässigkeit für OWEA wird zudem dadurch unterstützt, dass diese nicht von öffentlichem Interesse ist, sondern vielmehr allein – bzw. in Abstimmung mit den Zertifizierern – von den Betreibern, die im Versagensfall einen wirtschaftlichen Ausfall erleiden würden, definiert werden sollte.

Tabelle 4.7: Zielwerte des Zuverlässigkeitsindex β für Tragwerke nach JCSS [2.160] und Zuordnung für Offshore-Tragwerke der Öl- und Gasindustrie nach ISO 19902 [R.43] für den Bezugszeitraum 1 Jahr

relative Kosten für Sicherheitsmaßnahmen	β ($P_f = \Phi(-\beta)$) für Versagenskonsequenzen		
	gering (RC 1)	mäßig (RC 2)	groß (RC 3)
hoch (A)	3,1 ($1 \cdot 10^{-3}$) *3	3,3 ($5 \cdot 10^{-4}$) *2	3,7 ($1 \cdot 10^{-4}$) *1
mittel (B)	3,7 ($1 \cdot 10^{-4}$)	4,2 ($1 \cdot 10^{-5}$) *1	4,4 ($5 \cdot 10^{-6}$)
gering (C)	4,2 ($1 \cdot 10^{-5}$)	4,4 ($5 \cdot 10^{-6}$)	4,7 ($1 \cdot 10^{-6}$)

*1 $\beta=4,0$ ($P_f=3 \cdot 10^{-6}$) für bemannte, nicht-evakuierte Tragwerke (L1) nach DIN EN ISO 19902

*2 $\beta=3,3$ ($P_f=5 \cdot 10^{-4}$) für bemannte, evakuierte Tragwerke (L2) nach DIN EN ISO 19902

*3 $\beta=3,1$ ($P_f=1 \cdot 10^{-3}$) für unbemannte Tragwerke (L3) nach DIN EN ISO 19902

Bei einem geringeren Zuverlässigkeitsindex werden höhere Versagenswahrscheinlichkeiten akzeptiert. Bei den somit vorhandenen geringen Versagenskonsequenzen wäre eine Einordnung in die Zuverlässigkeitsklasse RC1 sinnvoll. Daher werden in [4.83] mit Bezug auf [4.88] bis [4.90] für WEA jährliche Versagenswahrscheinlichkeiten für extreme Lasten nach IEC 61400-1 [R.56] von 10^{-3} angegeben, vgl. auch Angaben nach ISO 2394 [R.22], [R.21] und JCSS [2.160] in Tabelle 4.7.

Windenergieanlagen entziehen der Windgeschwindigkeit kinetische Energie und wandeln diese in elektrische Energie um. Nach dem *Betz'schen* Gesetz kann somit theoretisch bis zu fast 60% der mechanischen Leistung in Energie transferiert werden, vgl. [4.26]. Die mit der Höhe über Gelände ansteigende Windgeschwindigkeit ist daher ein dimensionierungsbestimmender Parameter für landgestützte Anlagen. Offshore-WEA werden zudem durch den Seegang beansprucht. Bei diesen Anlagen wird durch die Wassertiefe und die gewählte Gründungskonstruktion bestimmt, ob die Wind- oder die Seegangsbeanspruchung dominiert. Diese beiden extremwertverteilten Beanspruchungsgrößen werden bei der Tragstrukturentwurf ungünstig miteinander kombiniert, d. h. in den sog. Design Load Case (DLC) werden Wind und Seegang als unkorrelierte Größen mit ihren Maximalwerten berücksichtigt. Kombinationswerte liegen nicht vor, jedoch bilden die DLC-Einwirkungskombinationen relevante Bemessungssituationen ab.

Windgeschwindigkeiten werden bereits seit vielen Jahren gesammelt und ausgewertet. Hierbei wird jedoch i. d. R. die Windgeschwindigkeit in 10 m über Gelände als 10-min-Mittel gemessen. Die Böigkeit geht über die sog. Turbulenzintensität ein, die dem Variationskoeffizienten der Windgeschwindigkeit entspricht. In 2005 wurde mit Einführung der DIN 1055-4 [R.9] auch die Windzonenkarte überarbeitet und die Geschwindigkeitsprofile über die Höhe angepasst, vgl. auch [H.8] und die dort genannte Literatur. Durch Umrechnung liegen damit für landgestützte WEA Referenzwerte der Windgeschwindigkeit in Nabenhöhe vor. Sofern diese infolge lokaler Gegebenheiten (Rauigkeitsprofil etc.) unpassend erscheinen, können über Windmessmasten Zeitreihen der realen Windgeschwindigkeiten in Nabenhöhe erstellt werden.

Für OWEA bestehen diese Messreihen verständlicherweise nicht. Für die exponierten Offshore-Standorte wurden und werden lokale Windgeschwindigkeiten auf hoher See an Messplattformen gemessen. Somit befindet sich in der Nordsee in unmittelbarer Nähe zum 2010 eingeweihten Offshore-Windpark *alpha ventus* die Messplattform FINO1 [4.23], [4.25] mit einem 90 m hohen Windmessmast. Dort werden seit 2003 Windgeschwindigkeiten in 10 m-Schritten der Höhenkoten von 30 m bis 90 m über NN gemessen. Zudem werden Wellenhöhen durch Bojen und Pegel erfasst und Strukturbeanspruchungen der aufgelösten Gitterträgerkonstruktion (Jacket) über DMS gemessen. In Bild 4-35 sind weitere Standorte der Forschungsplattformen in der Nord- und Ostsee zu erkennen. In [4.33] werden die in den o. g. Regelwerken aufgeführten Windmodelle für OWEA beschrieben.

Die Ermittlung der Windlasten und der daraus resultierenden Tragwerkbeanspruchung gestaltet sich noch relativ überschaubar. Da WEA zu den schwingungsanfälligen Bauwerken zählen, ist die Anlage jedoch derart auszulegen, dass bestimmte Frequenzbereiche der Eigen- und Erregerfrequenzen eingehalten werden (siehe auch Campbell-Diagramm), um deutliche Beanspruchungserhöhungen infolge Resonanz zu vermeiden. Da bei diesem Vorgehen die Steifigkeit, Gewichtsverteilung und Lagerung der gesamten Anlage berücksichtigt wird, werden WEA i. d. R. in einer Gesamtsystems simulation berechnet.



Bild 4-35: Forschungsplattformen in Nord- und Ostsee aus [4.25]

Dieses gilt insbesondere auch für OWEA, da sie neben den o. g. Windbeanspruchungen noch weitere dynamische Beanspruchungen aus dem Seegang erhalten. Die Beanspruchung der unter Wasser befindlichen Tragstruktur infolge Seegang ist von einer Vielzahl an Eingangsparametern abhängig, die nachstehend kurz dargestellt werden:

Die Grundlage für die Ermittlung der Strukturbeanspruchungen infolge Welleneinwirkung wurde bereits Anfang des 19. Jahrhunderts gelegt [4.28]. Mit der sog. *Trochoidalen Wellentheorie* wird seither ein mathematisches Modell genutzt, das eine Rotation der Wasserteilchen auf Orbitalbahnen voraussetzt. Die Lasten infolge der Wellen können somit über die Wasserpartikelkinematik erfasst werden. Darauf basierend wurden lineare Wellentheorien erster Ordnung (nach *Airy und Laplace* [4.2]) und höherer Ordnung (nach *Stokes* [4.79]) entwickelt. Diese linearen Theorien sind nicht geeignet, um brechende Wellen oder andere Nichtlinearitäten abzubilden, so dass konsequenterweise nichtlineare Wellentheorien entwickelt wurden. Ausführliche Beschreibungen sind z. B. in [4.15], [4.39] und [4.55] enthalten.

Die Strukturbeanspruchung infolge der o. g. Wasserpartikelkinematik hängt von der Größe der beanspruchten Struktur ab. Für Tragstrukturen mit Querschnitten, deren Durchmesser im Verhältnis zur Wellenlänge gering ist (hydrodynamisch transparent) kann die Beanspruchung nach *Morison* [4.57] bestimmt werden (z. B. für Jackets und zumeist auch für Monopiles). Die Beanspruchungen hydrodynamisch kompakter Tragstrukturen (z. B. Schwergewichtsgründungen) hingegen werden nach der Diffraktions-theorie [4.53] (nur für vertikale Zylinder) ermittelt.

Durch Überlagerung verschiedener sinusförmiger Einzelwellen mit unterschiedlichen Frequenzen, Phasen und Amplituden wird versucht, den realen Seegang abzubilden. Für die praktische Anwendung haben sich das *Pierson-Moskowitz*-Spektrum [4.66] und das *JONSWAP*-Spektrum [4.49] durchgesetzt. Beide Spektren setzen voraus, dass die Wellenhöhe ausschließlich durch die Einwirklänge des Windes begrenzt wird.

4.5.2 Forschungsaktivitäten

Für OWEA hat sich noch keine eindeutige Gründungsvariante durchgesetzt. Weltweit werden verschiedene Gründungsstrukturen einander gegenübergestellt, vgl. z. B. [4.29], [4.56], [4.87]. Als wesentliches Entscheidungskriterium sind die anvisierte Wassertiefe und die Kosten zu nennen, die in [4.56] für elf unterschiedliche Gründungskonstruktionen inkl. Herstellung und Transport zusammengefasst sind.

Jede Struktur führt zu einem unterschiedlichen Umströmungs- und Beanspruchungsverhalten. Bei höheren Umströmungsgeschwindigkeiten nimmt die Kolkgefahr deutlich zu. Obwohl numerisch bereits einige strömungsbedingte Sedimenttransporte modelliert werden können, sind auch in diesem Bereich experimentelle Analysen unentbehrlich. Durch in-situ Messungen der Kolkausbildungen an FINO 1 und ausgeführten Anlagen (z. B. *alpha ventus*) sowie modellmaßstäbliche experimentelle Untersuchungen im Labor werden Modellverbesserungen erreicht und Kolkchutzmaßnahmen für aktuelle und neuartige Konstruktionen entwickelt.

Die Interaktion der Wind- und Seegangsbeanspruchungen steht im Fokus zahlreicher Untersuchungen (z. B. [4.20], [4.70], [4.81], [1.3]). Bei diesen Untersuchungen werden i. d. R. die Überlagerungsmechanismen nach *Turkstra* [2.310] oder *Borges/Castanheta* ([2.83], [2.327], [H.8]) genutzt, um die unterschiedlichen Auftrittswahrscheinlichkeiten der Einwirkungen bzw. der Tragwerksbeanspruchungen infolge dieser Einwirkungen zu erfassen und damit eine wirtschaftlichere Bemessung als in den gegenwärtigen Standards zu ermöglichen, vgl. Abs. 2.5.1.2. Die Ermittlung von Korrelationen bzw. Kombinationsbeiwerten ist grundsätzlich nicht neu und führt (mit gewissen Annahmen und Vereinfachungen) zu den z. B. in DIN 1055-100 [R.8] dokumentierten Kombinationswerten (vgl. [2.131]). Die eigentliche Schwierigkeit dieses Verfahren bei OWEA anzuwenden, besteht darin, dass

- Wind- und Seegangsbeanspruchungen lokal stark variieren und standortbezogen aufzuzeichnen und auszuwerten sind;
- statistische Datengrundlagen für die OWEA-Standorte und die relevanten Höhenkoten nicht verfügbar sind (→ FINO 1);
- für Windeinwirkungen nicht nur die Geschwindigkeit, sondern auch die Richtung relevant ist (Scatter-Diagramm);
- Seegang durch globale Strömungen sowie globale und lokale Windereignisse entsteht;

- extreme Seegangereignisse kaum messbar sind. Die Auftretswahrscheinlichkeit einer extremalen (überlagerten und ggf. brechenden) Welle inkl. Messung ihrer Auswirkung an einer Struktur ist in-situ kaum realisierbar;
- benachbarte OWEA die Wind- und Wellenbeanspruchungen beeinflussen.

Neben der Auswertung von Messdaten der Forschungsplattformen [I.2] müssen daher Simulationen [4.81] genutzt werden. Aus den Simulationen oder den Messwerten der Windgeschwindigkeit oder des Seegangs können über Extremwertstatistik die entsprechende Quantilwerte oder auch die sog. signifikante Wellenhöhe abgeleitet werden, vgl. Bild 4-36 und [4.33] [4.73]. Die nachfolgenden Bilder verdeutlichen, dass die dabei zu Grunde gelegte Verteilungsfunktion einen sehr großen Einfluss auf die Quantilwertbestimmung hat.

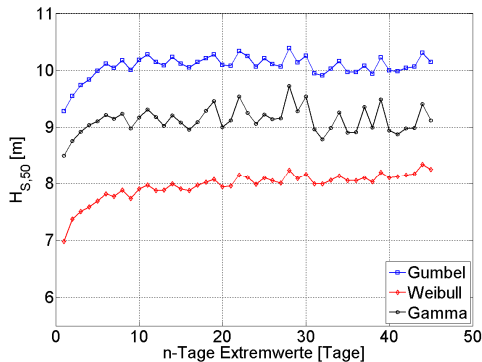


Bild 4-36: Einfluss der Verteilungsfunktion auf die signifikante Wellenhöhe $H_{S,50}$ am Standort FINO 1 aus [4.73]

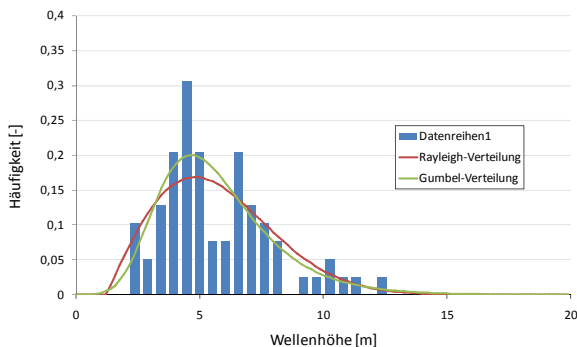


Bild 4-37: Extremwerte der Wellenhöhen am Standort FINO1 – Histogramm und Approximation durch Extremwertverteilungen aus [I.2]

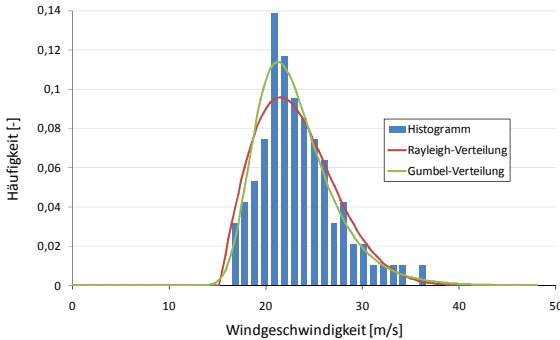


Bild 4-38: Extremwerte der Windgeschwindigkeit für Standort FINO 1 – Histogramm und Approximation durch Extremwertverteilungen aus [1.2]

4.5.3 Monitoring

Bei WEA werden sehr viele Komponenten kontinuierlich oder periodisch überwacht. Beginnend bei den Rotorblättern, über den Antriebstrang, die Turmkonstruktion bis in die Gründung werden im Zuge der Strukturüberwachungen (SHM) die Dehnungen, Spannungen und Temperaturen erfasst und aus ihnen Extremwerte oder für Ermüdungsuntersuchungen auch Markov-Matrizen abgeleitet. Zudem werden auf der Seite der Anlagentechnik elektrotechnische und mechanische Beanspruchungen erfasst.

Bei diesen Konstruktionen wird versucht, über Condition Monitoring (CM) eine ausreichende *Verfügbarkeit* zu gewährleisten, statt zu viele Redundanzen einzubauen, vgl. Bild 4-34. Die dafür eingesetzten Condition Monitoring Systeme (CMS) sind jedoch hinsichtlich ihrer Prognosefähigkeiten sehr begrenzt. Zustandsentwicklungen sind auf diesem Wege nur unsicher abschätzbar. Insbesondere die Rotorblätter entziehen sich dem CM weitestgehend [4.75].

Um eine hohe *Verfügbarkeit* zu gewährleisten, sind insbesondere für die derzeit noch sehr kostenintensive Offshore-Technik Methoden, die von Raumfahrtprogrammen her bekannt sind, sinnvoll. Dort werden Komponenten derart ausgelegt, dass sie über einen definierten Zeitraum eine sehr geringe Ausfallwahrscheinlichkeit aufweisen und zudem redundant wirken. Im Offshore-Bereich mit den vielfältigen logistischen und umweltbedingten Herausforderungen erscheint dies sinnvoll. Dadurch würde vermieden, dass der Ausfall von günstigen Komponenten (z. B. „Pfennigprodukte“ in der Elektrotechnik) zu immensen Folgekosten führt.

Energiesysteme werden i. d. R. mit einer $(N-1)$ -fachen Ausfallsicherheit ausgelegt, vgl. Bild 2-47 auf Seite 91. Dies gilt auch bei landgestützten WEA. Bei OWEA jedoch sind die Investitions- und Betriebskosten sehr hoch, so dass in diesem Fall nicht für alle Betriebsmittel (Kabel, Transformatoren etc.) Reservekomponenten vorgehalten werden, d. h. nicht jedes Betriebsmittel redundant ausgelegt ist. Somit besteht bei OWEA konzeptionell keine $(N-1)$ -fach Sicherheit.

Die Ermüdungsbeanspruchung führt bei WEA erst in späteren Jahren zu Fehlern und Versagen. In den ersten Jahren treten Planungs- und Ausführungsfehler in den Vordergrund, vgl. auch Bild 2-7 auf Seite 21. Dennoch basiert die Auslegung in den meisten Konzepten auf einem Ausfall infolge Ermüdung, wobei die Frühausfälle unberücksichtigt bleiben.

Die Überwachung und Qualitätssicherung während der Herstellung sowie Inspektionen, zerstörungsfreie Prüfungen und Dauerüberwachungen während des Betriebes von WEA sind gängig [4.42], um frühzeitig Schädigungspotentiale aufzudecken und beheben zu können, vgl. auch [4.36]. In dieser Arbeit sollen nachstehend einige messtechnische Untersuchungen an Prototypen von WEA dargestellt werden. Dabei wird auf die Installation der Messtechnik an einer Ortbetonkonstruktion und einem Turm aus Betonfertigteilen eingegangen. Für die Ortbetonkonstruktion werden die resultierenden Ergebnisse dargestellt.

Eine Messkampagne an der Tragstruktur dient der Erfassung der tatsächlichen Beanspruchungen. An Stahlbauteilen können applizierte DMS die Tragwerksdehnungen infolge Wind, Temperatur, Anlagenbetrieb und weiterer Einwirkungen aufnehmen. An den Betonschäften ist dies über außenliegende Verformungsmesser (LVDT) oder durch einbetonierte Betondehnungsaufnehmer (BDA) möglich, vgl. Abs. 3.2.2.2. Diese können sowohl in Ortbeton- als auch in Fertigteilkonstruktionen eingebaut werden, vgl. Bild 4-39 und Bild 4-40 sowie [H.17], [H.29], [H.35]. Begleitend werden i. d. R. auch numerische Simulationen durchgeführt, vgl. [2.121].

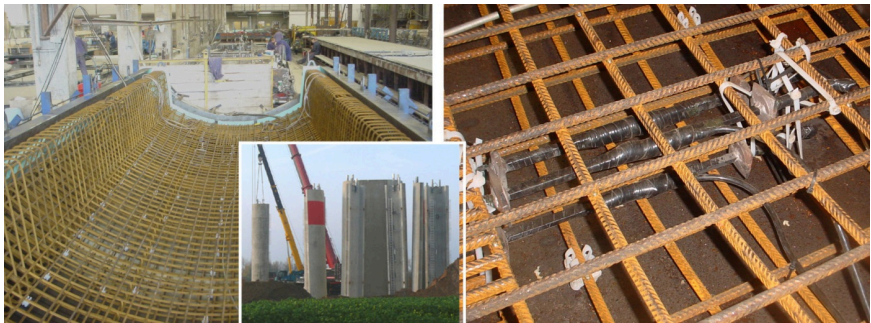


Bild 4-39: Betondehnungsaufnehmer im Betonschaft aus Fertigteilen, vgl. [H.17], [I.7]

Darüber hinaus sind auch Laboruntersuchungen an Detailausschnitten z. B. der Übergangskonstruktion hybrider WEA zwischen Beton- und Stahlschaft oder der Fugenausbildungen von Fertigteilkonstruktionen aussagekräftig, vgl. [H.34].

In dem von der BAM initiierten Projekt IMO-WIND [4.3] wird an dem (landseitig installierten) Prototyp einer Multibrid M5000 OWEC gemessen. Dabei wird insbesondere der mit DMS bestückte Stahlturm ausgewertet. Diese Anlage wurde in [3.196] auch probabilistisch analysiert, vgl. Abs. 4.5.4.



Bild 4-40: Betondehnungsaufnehmer im Betonschaft aus Ortbeton, vgl. [H.29], [H.35]

Aus den Ergebnissen der Bauwerksmessungen können Rückschlüsse auf die tatsächlich vorhandenen Beanspruchungen gezogen werden. In numerischen Untersuchungen wird zumeist mit relativ groben Ansätzen für die Einwirkungen und vereinfachten Ansätzen für das Tragverhalten (z. B. linear-elastisch) auf die Beanspruchung und den Versagenszustand geschlossen. Das im Betonbau stark ausgeprägte zeitabhängige Materialverhalten erschwert genauere Prognosen der tatsächlichen Beanspruchungen. Durch die Messungen jedoch werden neben den Beanspruchungen infolge äußerer Einwirkungen auch die Schwind- und Kriechdehnungen erfasst, vgl. Bild 4-41 und Bild 4-42.

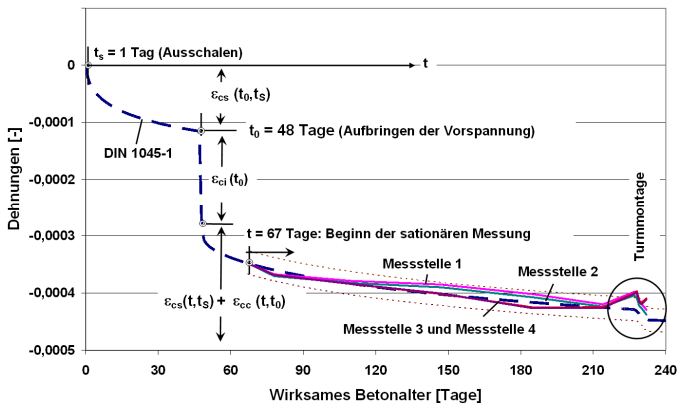


Bild 4-41: Dehnungsverlauf, gemessen mit BDA im Betonschaft einer WEA aus Ortbeton, vgl. [H.29], [H.35]

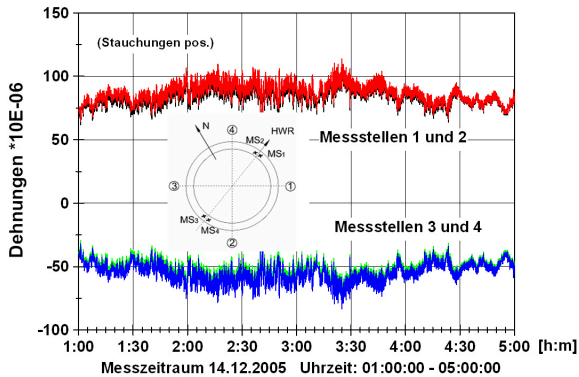


Bild 4-42: Ausschnitt aus dem Dehnungsverlauf in Bild 4-41, vgl. [H.29], [H.35]

Aus den über BDA im Betonquerschnitt gemessenen Dehnungszeitreihen können die Betonbeanspruchungen über den Umfang und z. T. auch über die Turmwandungsdicke erfasst werden. In [2.121] wird auf die Auswertung der Messdaten mit Generierung von Markov-Matrizen eingegangen. Die Ermüdungsnachweise werden dort in Analogie zu dem bei den Brücken beschriebenem Betriebsfestigkeitsnachweis für das gemessene Beanspruchungskollektiv über die lineare Schädigungsakkumulationshypothese nach Palmgren-Miner geführt. Den Kern der analytischen Auswertungen bildet eine erweiterte Schädigungsbeschreibung für den Beton nach dem energiebasierten Ansatz von [2.220].

Die durchgeführten Messungen dienen der Beanspruchungserfassung und ermöglichen zudem eine Validierung numerischer Modelle.

4.5.4 Probabilistische Berechnung einer WEA

Windenergieanlagen sind i. d. R. als Gesamtsystem zu modellieren. Für probabilistische Berechnungen führt dies zu enormen erforderlichen Rechenkapazitäten. Dennoch liegen erste probabilistische Untersuchungen einer landseitig installierten OWEA vor. Eine OWEA-Stahlkonstruktion mit Tripod-Gründung wurde in [3.196] mit dem Programm ANSYS zum einen als Schalen- und zum anderen als Volumenmodell abgebildet. Im Rahmen der FE-Analyse wurde das Antwortflächenverfahren (RSM) genutzt und die Grenzzustände ULS, SLS und FLS analysiert. Dabei gingen die im Anhang Abs. 8.6.2, Tabelle 8.6 bis Tabelle 8.8 beschriebenen stochastischen Eingangswerte und Modellunsicherheiten ein. Zudem sind auch Kostenanalysen und der Einfluss von Inspektionen nach *Faber* und *Straub* ([2.297], [2.298], [3.42]) angeführt. Weitere probabilistische Untersuchungen an Offshore Tragstrukturen sind u. a. in [2.198], [4.1], [4.59], [4.91] enthalten. Im Rahmen der Revidierung des IEC 61400-1 [R.56] formuliert die *safety factor group* wesentliche Eingangswerte für probabilistische Rechnungen, vgl. z. B. [4.51], [4.83] und [4.92].

In dem Projekt *Probabilistische Sicherheitsbewertung von Offshore-Windenergieanlagen* ([4.69] bis [4.74], [H.5], [H.12], [H.14], [H.26], [H.30], [H.32]) werden ebenfalls Gesamtstrukturen modelliert. Die Ergebnisse dieser Gesamtsystems Simulationen sind sehr

von den Auslegungen abhängig. Daher werden neben einem Monopile die Referenztragstrukturen für einen Tripod (OC3 [4.64]) und eine Jackettkonstruktion (OC4 [4.65]) genutzt.

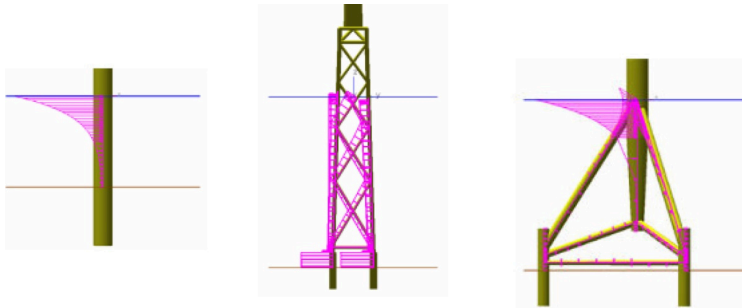


Bild 4-43: Strukturmodell und generierte Wellenlasten aus POSEIDON [4.67] für Monopile, Jacket und Tripod (von links nach rechts) aus [4.71]

Mit POSEIDON [4.67] und WAVELOADS [4.94] werden die Wellenbeanspruchungen nach Morison ermittelt, d. h. die Gründungsstruktur wird als hydrodynamisch transparent angesehen, vgl. Bild 4-43. Die in der Simulation generierten Wellen werden mit den Messwerten verglichen, vgl. Bild 4-37. Für die Jacket-Struktur ist die Annahme der hydrodynamischen Transparenz ohne Zweifel gültig, hingegen sind die Beanspruchungen infolge Seegang bei einer üblichen Schwergewichtsgründung nach Diffraktionstheorie zu ermitteln. Bei Monopiles und Tripod-Konstruktionen sollte die Anwendung der Morison-Gleichung ebenfalls im Einzelfall hinterfragt werden.

Bei der vom Tragwerk her einfachsten Variante eines Monopiles liegt die Herausforderung in der Modellierung der Boden-Tragwerk-Interaktion, da dieses Tragwerk in erster Linie über Biegung trägt. Ein dafür ansetzbares stochastisches Bodenmodell bietet die sog. p-y-Methode, vgl. [4.80], [4.95] und [H.12].

Die Tripod- und Jackettkonstruktion tragen die Turmbeanspruchungen über Zug- und Druckpfähle in den Meeresgrund. Als möglicher Grenzzustand wird die Pfahlzugkraft diagnostiziert, vgl. auch [4.73], [4.71]. Daher wird zunächst für das Jacket und anschließend für den Tripod die aufnehmbare und die vorhandene Pfahlkraft über eine gesamt-dynamische Berechnung bestimmt. Die aufnehmbare Pfahlzugkraft R_{Pfahl} wird nach „EA-Pfähle“ [R.70] und zum Vergleich auch nach weiteren Ansätzen [4.43] bestimmt. Die vorhandene Pfahlzugkraft E_{Pfahl} resultiert aus den Anteilen des Windes und des Seegangs. Derzeit werden beide Anteile noch getrennt behandelt, so dass die Turmbeanspruchungen infolge Wind über eine Simulation mit FLEX5 [4.24] und infolge Seegang mit POSEIDON [4.67] einzeln generiert werden. Mittels einer Übertragungsfunktion werden die Fusspunktkräfte in Abhängigkeit der Wellenhöhen aus der gesamt-dynamischen Simulation ermittelt. Die eingehenden stochastischen Kennwerte wurden zuvor in einer Projektdatenbasis gesammelt und validiert. Sie gehen über das probabilistische Tool OptiSLang [2.214] und eigene Softwareentwicklungen in die Berechnung ein und werden dort mit der ARSM und Monte-Carlo-Methode ausgewertet. Resultierend können die einwirkenden stochastischen Pfahlkräfte mit Gl. (4-19) bestimmt werden.

$$E_{\text{Pfahl}} = E_{\text{ständig}} + E_{\text{Wind (FLEX5)}} + E_{\text{Seegang (POSEIDON)}} \quad (4-19)$$

$$g_{\text{Pfahl}} = R_{\text{Pfahl}} - E_{\text{Pfahl}} \quad (4-20)$$

Die Grenzzustandsbeziehung wird mit Gl. (4-20) beschrieben. Die Ergebnisse dieser Berechnungen werden bspw. in den Jahresberichten [4.71] [4.72] und Fachveröffentlichungen [H.5] [H.12] [H.14] dokumentiert. Auf dieser Grundlage kann analog zu der in Bild 4-28 dargestellten Vorgehensweise auch für OWEA eine in Bild 4-38 skizzierte probabilistische Gesamtsystemsimulation durchgeführt werden.

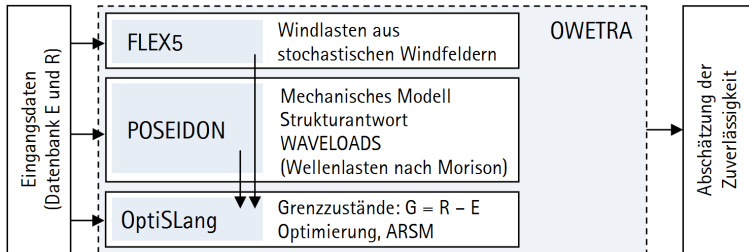


Bild 4-44: Mögliche probabilistische, gesamtdynamische Berechnung einer OWEA
OWETRA (Offshore Wind Energy Turbine Reliability Assessment)

5 Zusammenfassung und Ausblick

5.1 Zusammenfassung

Für eine monitoringgestützte Risikobewertung sind zuverlässigkeitsbasierte Ansätze und messtechnische Möglichkeiten zu beurteilen. Die damit verbundenen Grenzen und Herausforderungen sowie die Umsetzung an verschiedenen Bauwerkstypen werden nachstehend zusammengefasst.

Mit der Herstellung und Nutzung von Tragkonstruktionen im Bauwesen wird der Anspruch auf Zuverlässigkeit verbunden. Bei einem Schaden oder für den nicht akzeptablen Fall, dass ein Bauwerk einstürzt, wird sofort ein Verantwortlicher gesucht. Dabei wird leicht übersehen, dass eine kalkulierbare Versagenswahrscheinlichkeit der Konstruktion planmäßig in Kauf genommen wird. Eine 100%-ige Sicherheit gibt es nicht. Trotz aller Vorsorgemaßnahmen wird für bauliche Anlagen immer ein Restrisiko bestehen. Die Quantifizierung desselben unterliegt nicht nur objektiven Maßstäben. Sie ist von der Art des Bauwerks und dem mit einem Bauwerksversagen einher gehenden Gefährdungspotenzial abhängig. Im Bauwesen wird die unterschiedliche Risikoklasse der Bauwerke jedoch nicht konsequent berücksichtigt. Zudem kann die Risikoakzeptanz der betroffenen Menschen aktiv beeinflusst werden. Die Maßstäbe für die Sicherheiten der Baukonstruktionen enden an den Staatsgrenzen. Europaweit bestehen (noch) keine einheitlichen Vorgaben für eine zulässige Versagenswahrscheinlichkeit.

Ein wesentlicher Aspekt der Unsicherheit von Bauwerken besteht in den Fehlern, die bei der Herstellung und Nutzung der Bauwerke entstehen. Diese können material- oder planungs- und herstellungsbedingte Fehler sein. Im besonderen Maße offenbaren sich dabei menschliche Fehler als Quellen für Schäden und die daraus resultierenden Einstürze.

Die Qualität der Bestandsbauten und die beschränkten öffentlichen und privaten Finanzmittel führen zu den Überlegungen, bauliche Konstruktionen über ihre eigentliche geplante Lebensdauer hinaus zu erhalten und zu nutzen. Aufgrund des gesellschaftlichen Wandels verändern sich auch das Umfeld und die Nutzung der Gebäude. Um Restnutzungsdauern prognostizieren zu können, sind die wesentlichen Informationen über das Bauwerk und seine Bestandteile zu sammeln. Welche Querschnitte und Materialgütern der tragenden Bauteile liegen vor und wie werden diese beansprucht? Sind ggf. bereits sichtbare oder unsichtbare Schäden vorhanden? Die (Neu-)Bewertung der Bestandskonstruktionen bedarf einer intensiven analytischen und experimentellen Untersuchung. Erst dann können sinnvolle Erhaltungs- und Instandsetzungsmaßnahmen geplant und umgesetzt werden.

Für diese Bewertung sind messtechnische Geräte erforderlich, die ihrerseits quantifizierbare Genauigkeiten haben. In welchem Zusammenhang stehen diese mess- und auswertetechnischen Unsicherheiten zu den Unsicherheiten des Bauwerks?

Die Ergebnisse der Berechnungsmodelle sind nur so gut wie ihre Ansätze und Eingangswerte. Daher sind numerische Modelle an der Realität zu kalibrieren. Über Bauteilveruche, Probelastungen an experimentellen Modellen oder an realen Bauwerken werden die Abweichungen zwischen dem berechenbaren und dem realen Tragwerk abgeschätzt. Durch statische oder dynamische, kurzzeitige oder langfristige, punktuelle oder kontinuierliche, intensive oder triviale Messungen können zu diesem Zweck Eingangswerte für die Rechenmodelle gesammelt werden. Die Güte dieser Abschätzung wirkt sich einerseits auf das prognostizierte Ergebnis einer berechneten Versagenswahrscheinlichkeit

bzw. quantifizierten Unsicherheit aus. Andererseits sind mit genaueren Berechnungsmodellen auch gefühlte Sicherheiten verbunden. Doch sind die genaueren Berechnungsmodelle auch sicherer? Nehmen die Unsicherheiten nicht eher zu, da „Angstzuschläge“ als unnötig empfunden werden oder die „Schlauheit des Materials“ durch Ausnutzung systemischer Reserven rechnerisch nachempfunden und wirtschaftlich optimiert wird? Die Historie des Bauwesens belegt zahlreiche Errungenschaften und Neuerungen, die nur durch mutige Individualentscheidungen möglich waren. Rückschläge in Form von Versagensfällen hielten die Bauweisen und eingesetzten Materialien evolutionär auf einer konservativen Bahn. Wirtschaftliche und qualitativ ausgewogene Verfahren und Bauarten führten zu dem heutigen Sicherheitsverständnis im Bauwesen. Mit dem Einsatz neuer Hochleistungswerkstoffe treten andere Versagensmechanismen in den Vordergrund. Ehemals duktiles Tragverhalten ist abzulösen durch robustere Tragwerksgeometrien und -ausbildungen. Für die Gewährleistung einer definierten Zuverlässigkeit über einen längeren Zeitraum sind Kontrollen unentbehrlich. Periodische oder kontinuierliche Überwachungen der Tragwerkeigenschaften schaffen Vertrauen und damit subjektive Sicherheit. Wird durch diese Überwachungen in Form von Inspektionen, Monitoring oder Probelastungen auch die objektive Sicherheit erhöht?

Der Begriff „Sicherheit“ wird im Bauwesen zumeist gleichgesetzt mit der „Zuverlässigkeit“ gegen Tragwerksversagen. Analytisch wird die Zuverlässigkeit als operative Größe behandelt, d. h. die in vielen Fällen ausschlaggebenden „menschlichen Fehlhandlungen“ bleiben unberücksichtigt bzw. werden bei der Festlegung der Zielwerte empirisch berücksichtigt. Rechnerisch ist die damit verbundene Versagenswahrscheinlichkeit objektiv gering – Bauwerkseinstürze sind sehr selten. Durch die im Bauwesen vorhandenen Barrieren sollen tragische Bauwerkseinstürze vermieden werden, indem kritische Beanspruchungszustände mit ausreichender Vorankündigung wahrgenommen werden können. Falls die wesentlichen Tragelemente jedoch aus bauphysikalischen, brandschutztechnischen oder ästhetischen Gründen nicht mehr sichtbar sind, so können auch die ggf. vorhandenen Vorankündigungen wie bspw. übermäßige Rissbildungen und Verformungen nicht mehr rechtzeitig erkannt werden.

Vieles spricht dafür, Bauwerke bereits bei ihrer Herstellung oder im Rahmen einer Instandsetzung bzw. Instandhaltung mit Sensorik auszustatten. Für sicherheitsrelevante Aspekte wie den Brandschutz ist dies seit Jahren vorgeschrieben. Doch der schleichende Prozess der Bauwerksalterung und -degradation ist demgegenüber untergeordnet. Dies ist sicherlich zum einen durch den zusätzlichen Finanzaufwand, doch in weit größerem Maße durch die begrenzte Langzeitstabilität und Zuverlässigkeit der Messtechnik begründet. Eine auf Messtechnik basierende Sicherheit ist, wie dies die Anwendungen im Industrieanlagenbau oder im Bereich der Kernenergie zeigen, mehrfach redundant auszuliegen. Zum anderen ist messtechnisch oder visuell nicht jeder kritische Bereich zu erfassen. Viele Prozesse laufen im Verborgenen ab. Schäden resultieren aus einer Abfolge verschiedener Mechanismen. Inhärente oder in einer Initialisierungsphase befindliche Schäden sind kaum detektierbar.

Bei üblichen Hochbauten steht der Aufwand in keinem Verhältnis zum Nutzen bzw. zum Erfolg einer Überwachung. Daher wird sich bei diesen Bauwerken auch nur in Einzelfällen wie bspw. im Rahmen einer Beweissicherung ein Monitoring ökonomisch durchsetzen. Bei volkswirtschaftlich bedeutsamen Projekten wie Infrastrukturbauwerken oder Bauwerken mit hohem Risikopotential hingegen steht eine Überwachung nicht zur Diskussion. Bei diesen Bauwerken ist vielmehr zu überdenken, mit welchem Aufwand diese Maßnahmen durchzuführen sind. Für Straßenbrücken bestehen verbindliche Regelungen. Doch sind die bisher damit erzielbaren Ergebnisse noch zeitgemäß? Der Aufbau eines

bundesweiten Bauwerksmanagementsystems für Straßenbrücken wurde bereits konzeptionell durchgeführt. Für ein Bauwerksmanagement und die damit einhergehende Prognose sind jedoch nicht nur die Bestandsdaten, sondern auch die realen Verkehrsdaten wesentlich.

5.2 Ausblick

Die interdisziplinäre Aufarbeitung der baulichen Sicherheit verdeutlicht, dass in einigen Bereichen Verbesserungen wünschenswert und in weiteren Forschungen zwingend notwendig sind.

(1) Risikobasiertes Sicherheitskonzept

In dem normativen semi-probabilistischen Sicherheitskonzept werden die Sicherheitsanforderungen für alle Bauwerke ohne Unterscheidung nach den Versagensfolgen beschrieben. Für weniger sicherheitsrelevante Bauwerke mit nur geringem Gefährdungspotenzial wäre ein risikobasiertes Sicherheitskonzept wünschenswert. Durch differenzierte Berücksichtigung des Sicherheitsnachweises auf zuverlässigkeitstheoretischer Grundlage könnten optimierte statt maximale Sicherheitsniveaus angestrebt werden. Als mögliche Tragwerke, für die solch eine Vorgehensweise positiv wäre, sind Windenergieanlagen, Masten u. ä. zu nennen.

(2) Material- und Bauteilermüdung

Für die Grenzzustände der Dauerhaftigkeit und Tragfähigkeit liegen Modelle vor, deren Umsetzung maßgeblich durch die verfügbaren Eingangsdaten gebremst wird. Im Bereich der Bauteilermüdung stehen mit neuen Hochleistungswerkstoffen neue Herausforderungen an. Das sprödere Werkstoffverhalten und die größeren Spannungsschwingbreiten bei reduzierten Querschnittsabmessungen führen dazu, dass die Bauteilermüdung bestimmend für die Lebensdauer wird. Die Vielzahl der vorhandenen Prüfkörperabmessungen und Versuchsdurchführungen erschweren eine Vergleichbarkeit vorliegender Ergebnisse. Mit einer sehr vereinfachten Schädigungsakkumulation werden sensitive Ermüdungsnachweise geführt. Die an dieser Stelle vorhandene Stagnation verunsichert den Anwender. Daher stehen für die Forschung im Bereich der Material- und Bauteilermüdung folgende wesentliche Aufgaben an:

- a. Definition von Prüfkörpergeometrien für die Materialermüdung,
- b. Definition von Versuchseinrichtungen und -durchführungen (Spannungsverhältnisse, Frequenzen etc.) für die Material- und Bauteilermüdung,
- c. Ringversuche zur Material- und Bauteilermüdung

(3) Aufbau frei zugänglicher Datenbanken

Numerische Modelle müssen an Versuchsdaten kalibriert werden. Für einige Versagensarten bestehen bereits Datenbanken, in denen wesentliche Versuchsdaten abgelegt sind. Diese Versuchsdatenbanken beinhalten experimentelle Modelluntersuchungen. Die verfügbaren Versuchsparameter sind nicht immer ausreichend, so dass eine einheitliche Struktur der bei Versuchen aufzunehmenden Daten anzustreben ist. Diese müsste konzeptionell entwickelt und mit derzeit verfügbaren Daten gefüllt werden. Im weiteren Ablauf sollte – zumindest bei jedem öffentlichen Forschungsprojekt – gefordert werden, die experimentellen Daten nach diesem Muster einzupflegen.

Die Versuchsdaten sollten zielgerichtet erweitert werden. Dies könnte bspw. über Maßstabsfaktoren o. ä. geregelt werden, so dass vereinheitlichte, jedoch in definierten Parametern (z. B. Geometrien, Bewehrungsgehalte, Materialgüten) unterschiedliche Versuche vorliegen. Dabei sind zunächst die kritischen und anschließend die weiteren Versagensarten zu behandeln.

- d. Konzeptionelle Entwicklung einer vereinheitlichten Versuchsdatenbank,
- e. Erweiterung der Versuchsdaten über öffentliche Forschungsprojekte und parametrisierte Zusatzversuche.

(4) Menschliche Fehlhandlungen

Der Faktor Mensch ist nicht nur im Bauwesen ein wesentliches Kriterium für die Sicherheit einer Konstruktion. Die Ursachen und Hintergründe der Fehler sowie deren Auswirkungen (Gefahren, Kosten etc.) sollten hinterfragt werden. Dabei sind selbstverständlich soziologische Aspekte zu berücksichtigen, doch das Hauptaugenmerk sollte auf einer ingenieurtechnischen Umsetzung der Erkenntnisse liegen.

- f. Erfassung und Dokumentation der menschlichen Fehlhandlungen sowie deren Auswirkungen im Bauwesen (Datenbank).

(5) Kosten

Die Risikobewertung ist unweigerlich mit den Versagenswahrscheinlichkeiten und zugehörigen Kosten verbunden. Daher sollten pauschalisierte Kostenansätze für Bauvorhaben, Maßnahmen und Instandsetzungen sowie Auswirkungen auf die Menschen, Natur und Umwelt (Versagensfolgekosten) bereitgestellt werden, um Risiken vergleichbar zu gestalten.

- g. Erfassung und Dokumentation der Kosten im Bauwesen, die für die Phasen 1 bis 6 (vgl. Bild 1-1 auf Seite 2) anfallen und im Versagensfall zu berücksichtigen sind.

6 Literatur

6.1 Normen und Richtlinien / Regelwerke

- [R.1] [98/3-08a] ISO/IEC Guide 98-3: Guide to the Expression of Uncertainty in Measurement (GUM:1995). 2008.
- [R.2] [98/3-08b] ISO/IEC Guide 98-3/Suppl. 1: Guide to the Expression of Uncertainty in Measurement (GUM:1995), Supplement 1 – Propagation of distributions using Monte Carlo method. 2008.
- [R.3] [1045/1-08] DIN 1045 Teil 1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Ausgabe August 2008.
- [R.4] [1045/1-01] DIN 1045 Teil 1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Ausgabe Juli 2001.
- [R.5] [1045/1-97] DIN 1045 Teil 1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Entwurf Februar 1997.
- [R.6] [1048/4-91] DIN 1048-4: Prüfverfahren für Beton – Teil 4: Bestimmung der Druckfestigkeit von Festbeton in Bauwerken und Bauteilen; Anwendung von Bezugsgeraden und Auswertung mit besonderen Verfahren. Juni 1991.
- [R.7] [1054-05] DIN 1054: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. Ausgabe Januar 2005. Berichtungen – Ber1: 2005-04, Ber2: 2007-04, Ber3: 2008-01
- [R.8] [1055/100-01] DIN 1055 Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept, Bemessungsregeln. Deutsches Institut für Normung (Hrsg.). Berlin, Köln: Beuth, März 2001.
- [R.9] [1055/4-05] DIN 1055: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 4: Windlasten. Deutsches Institut für Normung (Hrsg.). Berlin, Köln: Beuth, März 2005.
- [R.10] [1076-99] DIN 1076: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth Verlag, Berlin, 1999.
- [R.11] [1319/1-95] DIN 1319-1: Grundlagen der Messtechnik, Grundbegriffe. Ausgabe Januar 1995.
- [R.12] [1319/2-05] DIN 1319-2: Grundlagen der Messtechnik, Begriffe für Messmittel. Ausgabe Oktober 2005.
- [R.13] [1319/3-96] DIN 1319-3: Grundlagen der Messtechnik, Auswertung von Messungen einer einzelnen Messgröße, Messunsicherheit. Ausgabe Mai 1995.
- [R.14] [1319/4-99] DIN 1319-2: Grundlagen der Messtechnik, Auswertung von Messungen, Messunsicherheit. Ausgabe Februar 1999.
- [R.15] [1990-10] DIN EN 1990: Grundlagen der Tragwerksplanung – Basis of structural design (EN 1990:2002); Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010. Deutsches Institut für Normung (Hrsg.). Berlin, Köln: Beuth, Dezember 2010.
- [R.16] [1990/NA-10] DIN EN 1990/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung. Deutsches Institut für Normung (Hrsg.). Berlin, Köln: Beuth, Dezember 2010.

- [R.17] [1990/NA/A1-12] DIN EN 1990/NA/A1: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Änderung A1. Deutsches Institut für Normung (Hrsg.). Berlin, Köln: Beuth, August 2012.
- [R.18] [1991/1-10] DIN EN 1991-1-1 (Eurocode 1): Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau. Deutsches Institut für Normung (Hrsg.). Berlin, Köln: Beuth, Dezember 2010. (Ersatz für DIN 1055-1 (2002))
- [R.19] [1991/2-10] DIN EN 1991-2 (Eurocode 1): Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 + AC:2010. Deutsches Institut für Normung (Hrsg.). Berlin, Köln: Beuth, Dezember 2010.
- [R.20] [1992-11] DIN EN 1992-1-1 (Eurocode 2): Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010. Deutsches Institut für Normung (Hrsg.). Berlin, Köln: Beuth, Januar 2011.
- [R.21] [2394-12] International Standard ISO/CD 2394 – General principles on reliability for structures – Committee Draft 28.7.2012. International Organization for Standardization, Switzerland.
- [R.22] [2394-98] International Standard ISO/FDIS 2394 – General principles on reliability for structures – Final Draft 1998. International Organization for Standardization, Switzerland.
- [R.23] [2635-07] VDI/VDE/GESA-Richtlinien: Experimentelle Strukturanalyse Dehnungsmessstreifen mit metallischem Messgitter. Kenngrößen und Prüfbedingungen. VDI/VDE/GESA Blatt 1 / Part 1, April 2007.
- [R.24] [9000] DIN ISO 9000: Leitfaden zur Auswahl und Anwendung der Normen zu Qualitätsmanagement Elemente eines Qualitätssicherungssystems und zu Qualitätssicherungs-Nachweisstufen
- [R.25] [9001] DIN ISO 9001: Qualitätssicherungsnachweisstufen für Entwicklung und Konstruktion, Montage und Kundendienst
- [R.26] [9002] DIN ISO 9002: Qualitätssicherungsnachweisstufen für Produktion und Montage
- [R.27] [9003] DIN ISO 9003: Qualitätssicherungsnachweisstufe für Endprüfungen
- [R.28] [9004] DIN ISO 9004: Qualitätsmanagement und Elemente eines Qualitätssicherungssystems / Leitfaden.
- [R.29] [12491/97] ISO 12491: Statistical methods for quality control of building materials and components. 1997.
- [R.30] [12504/1-09] DIN EN 12504-1: Prüfung von Beton in Bauwerken – Teil 1: Bohrkernproben – Herstellung, Untersuchung und Prüfung der Druckfestigkeit. Juli 2009.
- [R.31] [12504/2-01] DIN EN 12504-2: Prüfung von Beton in Bauwerken – Teil 2: Zerstörungsfreie Prüfung – Bestimmung der Rückprallzahl. Dezember 2001.
- [R.32] [13791-08] DIN EN 13791: Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken oder Bauwerksteilen, Mai 2008.
- [R.33] [13822-09] ISO 13822: Bases of Design of Structures – Assessment of existing structures. 2009.
- [R.34] [13823-08] ISO 13828: General Principles on the Design of Structures for Durability, 2008.

- [R.35] [15685/1-00] ISO 15685-1: Buildings and Constructed Assets – Service Life Planning – Part 1: General Principles, 2000.
- [R.36] [15686/5-08] ISO 15686-5: Hochbau und Bauwerke - Planung der Lebensdauer – Teil 5: Kostenberechnung für die Gesamtlebensdauer, 2008.
- [R.37] [15630/1-11] DIN ISO 15630-1: Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton – Prüfverfahren. Teil 1: Bewehrungsstäbe. -walzdraht und -draht. Februar 2011.
- [R.38] [15630/2-11] DIN ISO 15630-2: Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton – Prüfverfahren. Teil 1: Bewehrungsstäbe. -walzdraht und -draht. Februar 2011.
- [R.39] [15630/3-11] DIN ISO 15630-3: Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton – Prüfverfahren. Teil 3: Spannstähle. Februar 2011.
- [R.40] [16204-12] ISO/FDIS 16204: Durability – Service life design of concrete structures. Final Draft, 2012.
- [R.41] [16269/6-05] ISO 16269-6: Statistical interpretation of data – Part 6: Determination of statistical tolerance intervals. 15.9.2005.
- [R.42] [16269/8-04] ISO 16269-8: Statistical interpretation of data – Part 8: Determination of prediction intervals. 15.9.2004.
- [R.43] [19902-08] DIN EN ISO 19902: Fixed Offshore Structures. Erdöl- und Erdgasindustrie - Gegründete Stahlplattformen (ISO 19902:2007); Englische Fassung EN ISO 19902:2007. Ausgabe Juli 2008.
- [R.44] [25424-81] Fehlerbaumanalyse – Methode und Bildzeichen – Teil 1. DIN 25424 (1981).
- [R.45] [25419-85] Ereignisablaufanalyse – Verfahren, graphische Symbole und Auswertung. DIN 25419 (1985).
- [R.46] [25448-90] Ausfalleffektanalyse (Fehler-Möglichkeits- und Einfluß-Analyse). DIN 25448 (1990).
- [R.47] [JCSS-08]: JCSS: Probabilistic Model Code, Joint Committee on Structural Safety, 2008.
- [R.48] [25419-85] Ereignisablaufanalyse – Verfahren, graphische Symbole und Auswertung. DIN 25419 (1985).
- [R.49] [25424-81] Fehlerbaumanalyse – Methode und Bildzeichen – Teil 1. DIN 25424 (1981).
- [R.50] [25448-90] Ausfalleffektanalyse (Fehler-Möglichkeits- und Einfluß-Analyse). DIN 25448 (1990).
- [R.51] [31051-03] DIN 31051: Grundlagen der Instandhaltung / Begriffe und Maßnahmen. Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth, Berlin, 2003.
- [R.52] [31052] DIN 31052: Instandhaltung / Inhalt und Aufbau von Instandhaltungsanleitungen.
- [R.53] [32541] DIN 32541: Betreiben von Maschinen und vergleichbaren technischen Arbeitsmitteln, Begriffe für Tätigkeiten
- [R.54] [50126-00] EN 50126: Bahnanwendungen – Spezifikation und Nachweis der Zuverlässigkeit, Verfügbarkeit, Instandhaltbarkeit, Sicherheit (RAMS) Deutsche Fassung EN 50126:2000-03.

- [R.55] [55303-87] DIN 55303 Teil 5: Statistische Auswertung von Daten – Bestimmung eines statistischen Anteilsbereichs. Deutsches Institut für Normung e. V., 1987.
- [R.56] [61400/1-05] IEC 61400-1: Wind Turbines – Part 1: Design requirements. 3rd edition, 2005.
- [R.57] [61400/3-10] DIN EN 61400-3: Windenergieanlagen – Teil 3: Auslegungsanforderungen für Windenergieanlagen auf offener See, Januar 2010.
- [R.58] [69900/1-#] DIN 69900 Teil 1: Netzplantechnik / Begriffe
- [R.59] [69900/2-#] DIN 69900 Teil 2: Netzplantechnik / Darstellungstechnik
- [R.60] [69910-#] DIN 69910: Wertanalyse
- [R.61] [CAS-81] Canadian Standards Association. Zitiert in [2.263], Abs. 5.4.6, 1981.
- [R.62] [DAfStb-RL Inst-01] Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau: Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen (Instandsetzungsrichtlinie) Teil 1 bis Teil 4. Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, 2001.
- [R.63] [DGZFP-00] Automatisierte Dauerüberwachung im Ingenieurbau. Merkblatt B9, Deutsche Gesellschaft für zerstörungsfreie Prüfung e. V. (DGZFP), Oktober 2000.
- [R.64] [DIBt-04] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Richtlinie für Windenergieanlagen. Schriften des DIBt, Reihe B, Heft 8:, Berlin, März 2004.
- [R.65] [DIBt-10] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Richtlinie für Windenergieanlagen – Einwirkungen und Standsicherheitsnachweise für Turm und Gründung. Schriften des DIBt, Reihe B, Heft 8:, Berlin, 2010.
- [R.66] [DNV-OS-J101-10] Det Norske Veritas DNV-OS-J101, Design of Offshore Wind Turbine Structures, Det Norske Veritas (DNV), Høvik, Norway, October 2010.
- [R.67] [DS805.0104-08] Knaack, H.-U.: Tragsicherheit Eisenbahnbrücken. Grundlagen der Bewertung – Messtechnische Bauwerksuntersuchung. Richtlinie Bautechnik, Leit-, Signal- und Telekommunikationstechnik. Entwurf vom 8.8.2008.
- [R.68] [DS805.0104A01-08] Knaack, H.-U.: Tragsicherheit Eisenbahnbrücken. Messtechnische Bauwerksuntersuchung – Experimentelle Tragsicherheitsbewertung, Nachweiskonzept. Richtlinie Bautechnik, Leit-, Signal- und Telekommunikationstechnik. Entwurf vom 8.8.2008.
- [R.69] [DS805-91] Bestehende Eisenbahnbrücken, Bewertung der Tragsicherheit und konstruktive Hinweise. Deutsche Bundesbahn, Mai 1991.
- [R.70] [EA Pfähle-12] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V. (Hrsg.): Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Pfähle“ (EA-Pfähle). 2. Auflage, 2012.
- [R.71] [FB101-09] DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken. Deutsches Institut für Normung e. V., März 2009.
- [R.72] [GL WT-10] Germanischer Lloyd: Guideline for the Certification of Wind Turbines, Germanischer Lloyd (GL) IV Industrial Services – Part 1, Hamburg, Germany, 2010.
- [R.73] [GL OWT-05] Germanischer Lloyd: Guideline for the Certification of Offshore Wind Turbines, Germanischer Lloyd (GL) IV Industrial Services – Part 2, Hamburg, Germany, 2005.
- [R.74] [GL Risk-02] Germanischer Lloyd: Richtlinie zur Erstellung von technischen Risikoanalysen für Offshore-Windparks, Germanischer Lloyd (GL) IV Nichtmaritime Technik– Teil 3 2, Hamburg, Germany, 2002.

- [R.75] [GL WT-03] Germanischer Lloyd: Richtlinie für die Zertifizierung von Windenergieanlagen, Germanischer Lloyd Wind Energie (GL) IV Industriedienste – Teil 1, Hamburg, Germany, Ausgabe 2003 mit Ergänzung 2004.
- [R.76] [NABau-81] Normungsausschuss Bauwesen (NABau) im Deutschen Institut für Normung e. V. (DIN), Arbeitsausschuss „Sicherheit von Bauwerken“: Grundlagen zur Festlegung der Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen. Beuth, 1981.
- [R.77] [Ö1300-1] ÖNORM B 1300-1: Objektsicherheitsprüfungen und Verfahrensgrundlagen, Teil 1: Entscheidungskriterien über Sicherheitsroutinen für Bestandsobjekte.
- [R.78] [Ö1300-2] ÖNORM B 1300-2: Objektsicherheitsprüfungen und Verfahrensgrundlagen, Teil 2: Grundlagen zur Umsetzung in Objektsicherheits-Prüfroutinen.
- [R.79] [RVS13.71-95] Österreichische Forschungsgemeinschaft für Straße und Verkehr (FSV): RVS 13.71: Überwachung, Kontrolle und Prüfung von Kunstbauten – Straßenbrücken. FSV, Wien, 1995.
- [R.80] [RI-EBW-PRÜF-08] Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von den Ergebnissen der Bauwerksprüfung nach DIN 1076. Runderlass des Ministeriums für Infrastruktur und Raumordnung, Abteilung 4 – Nr. 18/2008 - Verkehr -Sachgebiet 05.7: Brücken- und Ingenieurbau; Überwachung und Prüfung, 22. September 2008
- [R.81] [RiLiBV-00] Richtlinie für Belastungsversuche an Betonbauwerken. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Beuth Verlag, September 2000.
- [R.82] [RiLiNSB-11] Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Abteilung Straßenbau, Mai 2011.
- [R.83] [SIA261-03] SIA 261: Einwirkungen auf Tragwerke. Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2003.
- [R.84] VDI/VDE/GESA 2635 Blatt 1: Experimentelle Strukturanalyse; Dehnungsmessstreifen mit metallischem Messgitter – Kenngrößen und Prüfbedingungen
- [R.85] VDI/VDE/GESA 2635 Blatt 2: Experimentelle Strukturanalyse; Empfehlung zur Durchführung von Dehnungsmessungen bei hohen Temperaturen.

6.2 Literatur zu Kapitel 1

- [1.1] [Bertsche-01] Bertsche, B: Zuverlässigkeitstechnik. Unveröffentlichtes Vorlesungsmanuscript, Institut für Maschinenelemente, Universität Stuttgart, 2001. Zitiertes Bild veröffentlicht in [Ruppert-02] [1.11].
- [1.2] [fib 44-08] Matthews et al. (Task Group 5.3): *fib* CEB-FIP bulletin **44**: Concrete structure management: Guide to ownership and good practice. 2008.
- [1.3] [fib 59-11] Gehlen et al. (Task Group 5.8): *fib* CEB-FIP bulletin **59**: Condition control and assessment of reinforced concrete structures. State-of-the-art report, Federation international du beton (fib), Lausanne, 2011.
- [1.4] [fib 62-12] *fib* CEB-FIP bulletin **62**: Structural Concrete – Textbook on behaviour, design and performance. Second edition, Volume 5, 2012.
- [1.5] [Klingmüller/Bourgund-92] Klingmüller, O.; Bourgund, U.: Sicherheit und Risiko im Konstruktiven Ingenieurbau. Vieweg, 1992.

- [1.6] [Schneider-97] Schneider, J.: Introduction to Safety and Reliability of Structures. Structural Engineering Documents. International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), 1997.
- [1.7] [VDI-10] Qualitätsmerkmal „Technische Sicherheit“. Eine Denkschrift des Vereins Deutscher Ingenieure. VDI, Düsseldorf, in Bearbeitung.
- [1.8] [VDI-07] Qualitätsmerkmal „Technische Sicherheit“. Eine Denkschrift des Vereins Deutscher Ingenieure. VDI, Düsseldorf, September 2007.
- [1.9] [Walraven-09] Walraven, J.: Alte Brücken in neuen Zeiten – Auf der Suche nach versteckter Qualität. In [SEUB-09] [3.159], 5-18, 2009.
- [1.10] [Walraven-08] Walraven, J.: Auf dem Weg zum Lebenszyklus-Denken. *Beton- und Stahlbetonbau* **103** (5), Editorial, 285. Ernst&Sohn, Berlin, 2008.
- [1.11] [Ruppert-02] Ruppert, H: CAD-integrierte Zuverlässigkeitsanalyse und -optimierung. DISSERTATION, Universität Stuttgart, 2002.
- [1.12] [Jahre-10] [Jahre-10] Jahre, R.: Sensorsystem überwacht Hallendächer und warnt bei Einsturzgefahr. www.jahre.de. *Bautechnik* **87** (2010), Dezember 2010, S. A36, ISSN 0932-8351 A1556, Ernst&Sohn, 2010.

6.3 Literatur zu Kapitel 2: Zuverlässigkeit

- [2.1] [Adegoke-97] Adegoke, I. O.: A Theory of Human Error Causation in Structural Design: Error Prediction & Control via Soft Systems approach. DISSERTATION, University of the Witwatersrand, Johannesburg, 1997.
- [2.2] [Adegoke-01] Adegoke, I. O.: A Model of Error Causes in the Structural Design Process. In [2.148], 843-848, 2001.
- [2.3] [Agarwal et. al.-12] Agarwal, J.; Haberland, M.; Holicky, M.; Sykora, M.; Thelander-son, S.: Robustness of Structures: Lessons from Failures. *Structural Engineering International*, **22**, 1, 105-111, February 2012.
- [2.4] [Alonso et al.-88] Alonso, C.; Andrade, C.; Gonzales, J. A.. *Cement Concrete Research* **18**, 687, 1988.
- [2.5] [Andrade/Artega] Andrade, C.; Artega: DuraCrete Report BE95-1347/TG4/E – Subtask 4.3.1: Statistical Quantification of the Propagation Period. The European Community Brite/EuRam Project BE95-1347.
- [2.6] [Andrade et al-1996] Andrade, C.; Sarria, J.; Alonso, C.: Corrosion rate field monitoring of post-tensioned tendons in contact with chlorides. *Durability of Building Materials and Components* **7**, London E&FN Spon, Vol 2, pp 959-967, 1996.
- [2.7] [Ang et al.-75] Ang, A. H-S.; Tang, W. H.: Probability Concepts in Engineering Planning and Design. Volume I – Basic Principles. 1975.
- [2.8] [Ang et al.-84] Ang, A. H-S.; Tang, W. H.: Probability Concepts in Engineering Planning and Design. Volume II – Decision, Risk, and Reliability. 1984
- [2.9] [AACCrisk-08] AACCrisk: Kooperative Bewertung und Kommunikation der systemischen Risiken ubiquitärer Informations- und Kommunikationstechnologien. Kurzbericht des Forschungsverbunds AACCrisk zum Statusseminar „Systemische Risiken“, Frankfurt, 21. Januar 2008; <http://www.aaccrisk.de/projekt/berichte.html>
- [2.10] [Ayyub-03] Ayyub, B. M.: Risk Analysis in Engineering and Economics. Chapman&Hall, New York, 2003.

- [2.11] [Bach-92] Bach, Th.: Tragfähigkeitsnachweise von Stahlbetonquerschnitten bei Biegebeanspruchung mit und ohne Längskraft auf der Grundlage der Zuverlässigkeitstheorie der Stufe II. DISSERTATION, Dresden, 1992.
- [2.12] [Barth/Rustler-10] Barth, Chr.; Rustler, W.: Finite Elemente in der Baustatik-Praxis. Bauwerk-Verlag, Berlin, 2010.
- [2.13] [Bartlett et al.-03] Bartlett, F. M.; Hong, H. P.; Zhou, W.: Load factor calibration for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada: Statistics of loads and load effects, *Canadian Journal of Civil Engineering*, **30** (2), 429-439, 2003.
- [2.14] [Bauer/Reuter-11] Bauer, M.; Reuter, M.: Modellqualitäten in Abhängigkeit der Tragwerksabstraktion. *Bautechnik 2011 – Sonderdruck „Modellqualitäten“* (GRK 1462 Weimar), 45-52. Ernst&Sohn, Berlin, 2011.
- [2.15] [Bergmeister et al.-04] Bergmeister, K.; Rieder, A.; Strauss, A.: Bemessung durch Versuche. Schriftenreihe des Departements Nr. 1 – August 2004. Departement für Bautechnik und Naturgefahren, Universität für Bodenkultur Wien, 2004.
- [2.16] [Biegert-03] Biegert, U.: Ganzheitliche modellbasierte Sicherheitsanalyse von Prozessautomatisierungssystemen. DISSERTATION, Universität Stuttgart, Fakultät Informatik, Elektrotechnik und Informationstechnik, 2003.
- [2.17] [Bierbrauer-08] Bierbrauer, K.: Ein Beitrag zur Bestimmung der Biegetragfähigkeit bestehender Stahlbetonbauteile. DISSERTATION, Universität der Bundeswehr, Neubiberg, 2008.
- [2.18] [Bijen-03] Bijen, J.: Durability of engineering structures: Design, repair and maintenance. Woodhead Publishing. Abington Hall, Cambridge, England, 2003.
- [2.19] [Birnbaum/Saunders-58] Birnbaum, Z. W.; Saunders, S. C.: A Statistical Model for Life-Length of Materials. *Journal of the American Statistical Association* **53**, 151-160, 1958.
- [2.20] [Block/Dreier-98] Block, K.; Dreier, F.: Die Ermüdungsfestigkeit zuverlässig und kostengünstig ermitteln – Das interaktive Verfahren. *Materialprüfung* **40** (3), 73-77, 1998.
- [2.21] [Beck-86]: Beck, U.: Risikogesellschaft. Auf dem Weg in eine andere Moderne, Frankfurt/M., 1986
- [2.22] [BMV-95] Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.): Heft 711 – Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik. Merzenich; Sedlacek: Hintergrundbericht zum Eurocode 1 – Teil 3.2: Verkehrslasten auf Straßenbrücken. RWTH Aachen, Lehrstuhl für Stahlbau. 1995.
- [2.23] [BMV-94] Bundesministerium für Verkehr – Abteilung Straßenbau: Schäden an Brücken und anderen Ingenieurbauwerken. Ursachen und Erkenntnisse. Dokumentation 1994.
- [2.24] [Bombard-91] Bombard, H.: Prevention and containment of large scale technology-related accidents - Shell and spatial structures as protective and safety measures. Bulletin IASS **32** (3), 138-148, 1991.
- [2.25] [Bonß-95]: Bonß, W.: Vom Risiko. Ungewissheit und Unsicherheit in der Moderne. Hamburger Edition, 1995.
- [2.26] [Bonß-98]: Bonß, W.: Berechenbarkeit und Vertrauen. Zur Herstellung von Sicherheit in der Risikogesellschaft. In: Koch, H.; Willigmann, A. (Hrsg.): Großschäden – Complex Damages. Rechtliche und alternative Regulierungsstrategien im In- und Ausland. Baden-Baden: Nomos, 47-68, 1998.

- [2.27] [Bonß-02]: Bonß, W.: Riskantes Wissen? Zur Rolle der Wissenschaft in der Risikogesellschaft. In: Heinrich-Böll-Stiftung (Hrsg.), Gut zu Wissen. Links zur Wissensgesellschaft, Münster: Westfälisches Dampfboot, 114-130, 2002.
- [2.28] [Bouder-04] Boudier, Frederic: „Gesellschaftlicher Dialog und der Rahmen für die Risikotolerierbarkeit“, in: Institut für technologische Zukunftsforschung (IPTS) der Gemeinsamen Forschungsstelle (GFS) der Europäischen Kommission (Hrsg.), The IPTS Report - Ausgabe 82 - März 2004. <http://ipts.jrc.ec.europa.eu/home/report/german/articles/vol82/SCI6G826.htm>
- [2.29] [Box/Tiao-73] Box, G. E. P.; Tiao, G. C.: Bayesian Inference in Statistical Analysis. Addison-Wesley Publishing Co., Reading, MA, 1973.
- [2.30] [Braestrup-12] Braestrup, M. W.: Eurocodes applied to the Øresund link between Denmark and Sweden. Structural Engineering International. *Structural Engineering International* (SEI) **22** (2), May 2012. DOI: 10.2749/101686612X13291382990723.
- [2.31] [Braml et al.-11] Braml, Th.; Keuser, M.; Bergmeister, K: Grundlagen und Entwicklung von stochastischen Modellen zur Beurteilung der Schädigung von Massivbrücken auf der Grundlage der Ergebnisse der Bauwerksüberprüfungen. *Beton- und Stahlbetonbau* **106**, Heft 2, 112-121. DOI: 10.1002/best.201000079, 2011.
- [2.32] [Braml-10] Braml, Th.: Zur Beurteilung der Zuverlässigkeit von Massivbrücken auf der Grundlage der Ergebnisse von Überprüfungen am Bauwerk. DISSERTATION, Universität der Bundeswehr München, Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Professur für Massivbau, 2010.
- [2.33] [Braml/Keuser-09] Braml, Th.; Keuser, M.: Beurteilung der Tragfähigkeit von geschädigten Stahlbetonbrücken auf der Grundlage der Ergebnisse einer Bauwerksprüfung, *Beton- und Stahlbetonbau* **104** (5), 256-267, 2009.
- [2.34] [Braml et al.-09]: Braml, Th.; Fischer, A.; Keuser, M.; Schnell, J.: Beurteilung der Zuverlässigkeit von Bestandstragwerken hinsichtlich einer Querkraftbeanspruchung, *Beton- und Stahlbetonbau* **104** (12), 798-812, 2009.
- [2.35] [Breit-01] Breit, W.: Kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt – Sachstand und neuere Untersuchungen. In: Thielen, G. (Hrsg.): Betontechnische Berichte; Concrete Technology Reports, VBT Verlag Bau und Technik, 145-168, 2001.
- [2.36] [Brehm-08] Brehm, E.; Schmidt, H.; Graubner, C.-A.: Model uncertainties for shear capacity prediction of reinforced concrete members. 6th international Probabilistic Workshop, TU Darmstadt, 2008.
- [2.37] [Brown-88] Brown, C. B.; Yin, X.: Errors in Structural Engineering. *ASCE Journal of Structural Engineering* **111** (11), 2575-2593, 1988.
- [2.38] [Budelmann-10b] Budelmann, H.: Präsentation zur Eröffnungsveranstaltung NTH-Bau: „Strategien und Methoden des Life-Cycle-Engineering für Ingenieurbauwerke und Gebäude“, Braunschweig, 6.9.2010.
- [2.39] [Catbas et al.-07] Catbas, N. F. et al.: System reliability-based structural health monitoring with FEM simulation. *Structural Health Monitoring & Intelligent Infrastructure*, SHMII-3, Vancouver, Canada, 2007.
- [2.40] [CEB202-91] Comité Euro-International du Béton (CEB): Reliability of Concrete structures – Final Report of Permanent Commission I. *Bulletin d'information No. 202*, 1991.
- [2.41] [CEB219-93] Comité Euro-International du Béton (CEB): Safety and Performance Concepts. *Bulletin d'Information No. 219*, 1993.

- [2.42] [CEB224-95] Comité Euro-International du Béton (CEB): Model Uncertainties – report from CEB Task Group 1.2. *Bulletin d'information No. 224*, 1995.
- [2.43] [Cardaun-83] Cardaun, U.: Technische Hilfen für industrielle Arbeitsplätze: Entwicklungen, Einsatzfälle, Auswirkungen. Düsseldorf, VDI-Verlag, 1993.
- [2.44] [Castel-83]: Castel, R.: „Von der Gefährlichkeit zum Risiko“, in: Wambach, M. (Hrsg.), *Der Mensch als Risiko*, Frankfurt/M., S. 51-74., 1983.
- [2.45] [CodeCal-03] Faber, M. H.; Kübler, O.; Köhler, J. :CodeCal: Reliability based code calibration. Program, <http://www.icss.bvg.dtu.dk/Codecal.aspx>, 2003.
- [2.46] [Collins/Pinch-00]: Collins, H./ T. Pinch: *Der Golem der Technologie. Wie unsere Wissenschaft die Wirklichkeit konstruiert*, Frankfurt/New York, 2000.
- [2.47] [Cornell-72] Cornell, C. A.: First-order Analysis of Model and Parameters Uncertainty. *Proceedings of International Symposium on Uncertainties in Hydrology and Water Resources Systems*. University of Arizona, Tucson, 3, 1245-1272, 1972.
- [2.48] [Cornell-69] Cornell, C. A.: A Probability-Based Structural Code, *ACI Structural Journal*, **66** (12), 974–985, 1969.
- [2.49] [Curbach/Häußler-Combe-09] Curbach, M.; Häußler-Combe, U. (Hrsg.): *Jahresbericht 2009*. Institut für Massivbau, TU Dresden, 2009.
- [2.50] [Curbach et al.-05] Curbach, M.; Köhler, U.; Proske, D.: Interdisciplinary quality-of-life parameters as a universal risk measure. In [2.152], 2005.
- [2.51] [DAfStb 525-03] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. *Erläuterungen zu DIN 1045-1*. Berlin, 2003.
- [2.52] [DAfStb 525-10] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. *Erläuterungen zu DIN 1045-1. 2. überarbeitete Auflage*, Berlin, 2010.
- [2.53] [Dasgupta/Pecht-91] Dasgupta, A.; Pecht, M.: Material Failure Mechanisms and Damage Models. *IEEE Transactions on Reliability*, 40 (5), 531-536., zitiert in [2.308]
- [2.54] [DBV13-07] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e. V. (DBV): *Schäden im Betonbau und deren Vermeidung*. Heft 13, Eigenverlag, 2009.
- [2.55] [DBV16-09] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e. V. (DBV): *Typische Schäden im Stahlbetonbau – Vermeidung von Mängeln als Aufgabe der Bauleitung*. Heft 16, Eigenverlag, 2009.
- [2.56] [DBV17-09] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e. V. (DBV): *Häufige Fehlerquellen beim Bauen im Bestand*. Heft 17, Eigenverlag, 2009.
- [2.57] [Diamantidis-98] Diamantidis, D. (Hrsg.): *Koordination und Entwicklung eines probabilistischen Sicherheitskonzepts für neue und bestehende Tragwerke*. Joint Committee of Structural Safety (JCSS). Bericht Nr. T 2881. Stuttgart: Fraunhofer IRB1998.
- [2.58] [Diamantidis-01] Diamantidis, D. (Ed.): *Probabilistic Assessment of Existing Structures*. JCSS, 2001. ISBN: 2-912143-24-1, 2001.
- [2.59] [Diamantidis/Holicky-07] Diamantidis, D.; Holicky, M.: *Assessment of existing structures – on the applicability of the JCSS recommendations in aspects of structural reliability*. In [2.75]. 2007.
- [2.60] [Ditlevsen et al.-96] Ditlevsen, O.; Madsen, H. O.: *Structural Reliability Methods*, J. Wiley & Sons, 1996.
- [2.61] [Ditlevsen et al.-91] Ditlevsen, O.; Madsen, H. O.: *Proposal for a Code for the Direct Use of Reliability Methods in Structural Design*. In *Joint Committee on Structural Safety (JCSS): Working Documents*, May 1991.

- [2.62] [Dörner-90] Dörner, D.: „Von der Logik des Misslingens“, in: Boos M. / Fisch, R. (Hrsg.), Vom Umgang mit Komplexität in Organisationen. Konzept - Fallbeispiele – Strategien, Konstanz, 257-282, 1990.
- [2.63] [DuraCrete-98] The European Union – Brite EuRam III (Hrsg.): DuraCrete – Modelling of Degradation. DuraCrete – Probabilistic performance based durability design on concrete structures. Contract BRPR-DT95-0132, Project BE95-1347, Document BE95-1347/R4-5, 1998.
- [2.64] [DuraCrete-00] The European Union – Brite EuRam III (Hrsg.): DuraCrete – Final technical report. DuraCrete – Probabilistic performance based durability design on concrete structures. Contract BRPR-CT95-0132, Project BE95-1347, Document BE95-1347/R17, 2000.
- [2.65] [Eibl/Schmidt-Hurtienne-95][Eibl, J.; Schmidt-Hurtienne, B.: Grundlagen für ein neues Sicherheitskonzept. *Bautechnik* **72** (8), 501-506, 1995.
- [2.66] [Eichler-12] Eichler, B.: Verfügbarkeit von Frequenzumrichter in WKA. In [4.74], 2012.
- [2.67] [Ellingwood-05] Ellingwood, B. R.: Risk-informed condition assessment of civil infrastructure: State of practice and research issues. *Structure and Infrastructure Engineering* **1** (1), 7-18, 2005.
- [2.68] [Ellingwood-06] Ellingwood, B. R.: Mitigating Risk from Abnormal Loads and Progressive Collapse. , *Journal of Performance of Constructed Facilities* **20** (4), 315-323, 2006.
- [2.69] [Ellingwood et al.-80] Ellingwood, B. R.; Galambos, T. V.; MacGregor, J. G.; Cornell, C. A.: Development of a probability-based load criterion for American National Standard A58., National Bureau of Standards Special Publication No. 577, Washington DC, 1980.
- [2.70] [El-Shahhat et al.-95] El-Shahhat, A. M.; Rosowsky, D. V.; Chen, W. F.: Accounting for human error during design and construction. *Journal of Architectural Engineering* **1** (2), 84-92, 1995.
- [2.71] [Empelmann/Heumann-09] Empelmann, M.; Heumann, G.: Qualitätsmerkmale lebensdauerorientierter Brückenbauwerke. *Bauingenieur* **84**, 438-446, 2009.
- [2.72] [Ertel/Grünberg-10] Ertel, C., Grünberg, J.: Triaxial Fatigue Behaviour of Ultra High Performance Concrete (UHPC), 3rd fib International Congress, June 2010, Washington D.C.
- [2.73] [Faber-11] Faber, M. H.: Life-Cycle Risk Informed management of Structures. NTH-Bau Seminar am 3.2.2011, Hannover.
- [2.74] [Faber et a.-08] Faber, M. H.; Schubert, M.: Beurteilen von Risiken und Kriterien zur Festlegung akzeptierter Risiken in Folge außergewöhnlicher Einwirkungen bei Kunstbauten. Forschungsauftrag AGB2002/20, Eidgenössische Technische Hochschule, Zürich, Januar 2008.
- [2.75] [Faber et al.-07] Faber, Vrouwenfelder, Zilch (Hrsg.): München, 2007.
- [2.76] [Faber et al.-04] Faber, M. H.; Kübler, O.; Fontana, M.; Knobloch, M.: Failure consequences and reliability acceptance criteria for exceptional building structures. A study taking basis in the failure of the World Trade Center twin towers. Bericht / Institut für Baustatik und Konstruktion, **285**, vdf Hochsch.-Verl. an der ETH, Zürich, 2004.

- [2.77] [Faber/Sørensen-03] Faber, M.H., Sørensen, J.D.: Reliability Based Code Calibration – The JCSS approach, -In: Application of Statistics and Probability in Civil Engineering, Der Kiureghian, Madanat & Pestana (eds), Rotterdam, ISBN 90 5966 004 8, 927-935, 2003.
- [2.78] [Faber-01] Faber, M. H.: Risk and Safety in Civil Engineering. Lecture notes on Risk and Safety in Civil Engineering. Swiss Federal Institute of Technology, 2001.
- [2.79] [Faber-00] Faber, M. H.: Reliability based assessment of existing structures. *Progress in Structural Engineering and Materials* **2** (2), 247-253, 2000.
- [2.80] [Faber-93] Faber, M. H.: IMREL: Inspection and Maintenance using Reliability Methods, Theoretical, Users and Examples Manual, 1993.
- [2.81] [Faber et al.-93] Faber, M. H.; Sørensen, J. D.; Kroon, I. B.: Optimal Fatigue Testing – a reassessment tool. IABSE Colloquium, Copenhagen, Denmark, IABSE Report 67, pp. 61-68, 1993.
- [2.82] [Farmer-67] Farmer, F. R.: Siting Criteria – a new approach. *Atom* **128**, 152-170, 1967.
- [2.83] [Ferry-Borges et al.-71] Ferry-Borges, J.; Castanheta, M.: Structural Safety. 2nd Edition; Laboratório Nacional de Engenharia Civil; Lissabon, 1971.
- [2.84] [fib 5-99] Bombard et al. (Commission 3 and 8): *fib* CEB-FIP bulletin **5**: Protective systems against hazards. Nature and extent of the problem. Technical report, 1999.
- [2.85] [fib 10-00] (Task Group Bond Models): *fib* CEB-FIP bulletin **10**: State-of-art report prepared by task group „Bond Models“. 2000.
- [2.86] [fib22-03] Bergmeister et al (Task Group 5.1): *fib* CEB-FIP bulletin **22**: Monitoring and safety evaluation of existing concrete structures. State-of-the-art report, 2003.
- [2.87] [fib34-06] Schießl et al. (Task Group 5.6): *fib* CEB-FIP bulletin **34**: *Model Code for Service Life Design*. 2006.
- [2.88] [fib 45-08] Foster et al. (Task Group 4.4): *fib* CEB-FIP bulletin **45**: Practitioners' guide to finite element modelling of reinforced concrete structures. 2008.
- [2.89] [fib 53-09] Matthews, St. L. (Chair fib Commission 5): *fib* CEB-FIP bulletin **53**: Structural Concrete – Textbook on behaviour, design and performance. Second edition, Volume 3, 2009.
- [2.90] [fib 55-10] Walraven, J. (Converner of Special Activity Group 5 „New Model Code“): *fib* CEB-FIP bulletin **55**: Model Code 2010. First complete draft, Volume 1, 2010.
- [2.91] [fib 56-10] Walraven, J. (Converner of Special Activity Group 5 „New Model Code“): *fib* CEB-FIP bulletin **56**: Model Code 2010. First complete draft, Volume 2, 2010.
- [2.92] [fib 59-11] Gehlen et al. (Task Group 5.8): *fib* CEB-FIP bulletin **59**: Condition control and assessment of reinforced concrete structures. State-of-the-art report, 2011.
- [2.93] [fib 65-12] *fib* CEB-FIP bulletin **65**: Model Code 2010, Final draft, Volume 1, 2012.
- [2.94] [fib 66-12] *fib* CEB-FIP bulletin **66**: Model Code 2010, Final draft, Volume 2, 2012.
- [2.95] [Fingerloos/Schnell-09] Fingerloos, F.; Schnell, J.: Tragwerksplanung im Bestand. BetonKalender 2009, Band 2, 3-51. Ernst&Sohn, Berlin, 2009.
- [2.96] [Fingerloos et al.-10] Fingerloos, F.; Fischer, A.; Grünberg, J.; Häusler, V.; Schnell, J.: Bauen im Bestand. Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte. Merkblätter Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E. V., Fassung 2011, Entwurf 3.9.2010.

- [2.97] [Fingerloos et al.-13a] Fingerloos, F.; Fischer, A.; Grünberg, J.; Häusler, V.; Schnell, J.: Bauen im Bestand. Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte. Merkblätter Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E. V., Fassung 03/2013.
- [2.98] [Fingerloos et al.-13b] Fingerloos, F.; Hegger, J.; Zilch, K.: Eurocode 2 für Deutschland – Kommentar. Ernst&Sohn, Beuth, 2013.
- [2.99] [Fischer/Straub-11] Fischer, J.; Straub, D.: Reliability assessment of corroding reinforced concrete slabs with inspection data. In [2.150], 151-160, 2011.
- [2.100] [Fischer/Schnell-10] Fischer, A.; Schnell, J.: Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte zum Nachweis von Stahlbetonbauteilen im Bestand. *Bauingenieur* **85**, Juli/August 2010, 315-323.
- [2.101] [Fischer-10] Fischer, A.: Bestimmung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte zur semi-probabilistischen Nachweisführung von Stahlbetonkonstruktionen im Bestand. DISSERTATION TU Kaiserslautern, Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion, 2010.
- [2.102] [Fischer-06] Fischer, L.: Europäische Baunormen im Test – Charakteristische Werte nach DIN EN 1990, DIN EN 1926 und DIN EN 13162. *Bautechnik* **83** (5), 351-364, 2006.
- [2.103] [Fischer-03] Fischer, L.: Charakteristische Werte – ihre Bedeutung und Berechnung; Diskussion einiger aktueller Sachverhalte zur neuen Normengeneration. *Bauingenieur* **78** (4), 179-186, 2003.
- [2.104] [Fischer-01] Fischer, L.: Das neue Sicherheitskonzept im Bauwesen. Sonderheft *Bautechnik Spezial*. Ernst&Sohn, 2001.
- [2.105] [Fischer-95] Fischer, L.: Bestimmung des 5%-Quantils im Zuge der Bauwerksprüfung. *Bautechnik* **72** (11), 712-722, 1995.
- [2.106] [Folsø et al.-02] Folso, R. et al.: Reliability-based calibration of fatigue design guidelines for ship structures. *Marine Structures* **15** (6), 627-651, 2002.
- [2.107] [Forum46] <http://www.forum46.eu>, insbesondere: Technologie und Gesellschaft, Initiator Prof. Bernd Schulze-Forberg, 2011.
- [2.108] [Franczek-79] Franczek, J.: ACI Survey of Concrete Structure Errors. *Concrete International ACI* **1** (12), 14-20, 1979.
- [2.109] [Frangopol/Bocchini-11] Frangopol, D.; Bocchini, P.: Overview of recent accomplishments and challenges in life-cycle bridge engineering: emphasis on deterioration, maintenance, monitoring and networks. In [2.150], 1-14, 2011.
- [2.110] [Frangopol/Messervey-07] Frangopol, D. M.; Messervey, T. B.: Integrated life-cycle health monitoring, maintenance, management and cost of civil infrastructure. International Symposium on Integrated Life-Cycle Design and management of Infrastructures. Tongji University, Shanghai, China, 2007.
- [2.111] [Freudenthal-47] Freudenthal, A. M.: Safety of Structures, Transactions of the ASCE **112**, 125-159, 1947.
- [2.112] [Friis-Hansen/Ditlevsen-03] Friis-Hansen, P.; Ditlevsen, O.: Nature preservation acceptance model applied to tanker oil spill simulations.
- [2.113] [Fujino/Abe-04] Fujino, Y.; Abe, M.: Structural Health Monitoring – Current status and future. 2nd European Workshop on Structural Health Monitoring, Munich, Germany, 2004.

- [2.114] [Fujita et al.-89] Fujita, M.; Schall, G.; Rackwitz, R.: Adaptive reliability-based inspection strategies for structures subject to fatigue. Proceedings of ICOSSAR 89, San Francisco, 1989.
- [2.115] [Gehlen-11] Gehlen, C.; Greve-Dierfeld, St.: Bemessung auf Dauerhaftigkeit mit Teilsicherheitsbeiwerten bzw. mit qualifiziert abgesicherten deskriptiven Regeln einschließlich dazugehörigem Benchmark mit britischen und deutschen Regeln. CBM, Technische Universität München. Forschungsbericht Nr.: 30-F-0018, Auftraggeber: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V. (DAfStb), 2011.
- [2.116] [Gehlen-00] Gehlen, C.: Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetontragwerken. Zuverlässigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, Heft **510**, 2000.
- [2.117] [Getzlaff-11] Getzlaff, St.: Bauwerksmanagement bei der DB Netz AG – Instandhaltung – Prüfung und Instandsetzung von Brückenbauwerken. NTH-Bau Seminar, 7.4.2011, Braunschweig
- [2.118] [Ghanem/Spanos-03] Ghanem, R. G.; Spanos, P. D.: Stochastic finite elements. A spectral approach, Dover Publ., Mineola, NY, 2003.
- [2.119] [Giesa/Timpe-02]: Giesa, H. G./ K.-P. Timpe: „Technisches Versagen und menschliche Zuverlässigkeit“, in: Timpe, K.-P., et al. (Hrsg.), Mensch-Maschine-Systemtechnik. Konzepte, Modellierung, Gestaltung, Evaluation, Düsseldorf, 2002, 63-106.
- [2.120] [Gindi-02] Gindi, G.: Weitsicht durch Risiko. Über das Wahrnehmen und Kommunizieren von Risiken. Textstudio Heft 7, FH Hannover, 2002.
- [2.121] [Göhlmann-09] Göhlmann, J.: Zur Schädigungsberechnung an Betonkonstruktionen für Windenergieanlagen unter mehrstufiger und mehraxialer Ermüdungsbeanspruchung. DISSERTATION, Leibniz Universität Hannover, 2009.
- [2.122] [Gottschalk-Mazouz-08b]: Gottschalk-Mazouz, Niels: „Risikokulturen“. In: Köngeter, J. (Hrsg.), Sicherheit und Risiko wasserbaulicher Anlagen (37. IWASA Internationales Wasserbau-Symposium Aachen), Aachen: Shaker, A1-A22, 2008. <http://www.uni-stuttgart.de/philo/fileadmin/doc/pdf/gottschalk/ngm-iwasa-2007.pdf>
- [2.123] [Goyet et al.-94] Goyet, J.; Faber, M. H.; Paygnard, J.-C.; Maroini, A.: Optimal Inspection and Repair Planning: Case study using IMREL Software. In Proceedings 13th OMAE Conference of Offshore Mechanics and arctic Engineering. Houston, Texas, 27.2.-3.3.1994.
- [2.124] [Graubner/Glowienka-08]: Stochastic Modelling of Modern Masonry, Proceedings of the 14th International Brick and Block Masonry Conference, Sydney, 2008.
- [2.125] [Graubner et al.-08]: Graubner, Brehm, Glowienka: Economic Potentials of Probabilistic Optimization Methods. *Beton- und Stahlbetonbau*, Special Edition, 2008.
- [2.126] [Grünberg et al.-10] Grünberg, J.; Ertel, C.; Lohaus, L.; Wefer, M.; Curbach, M.; Speck, K.; Niedermeier, R.; Fitik, B.: Failure Models for Ultra High Performance Concrete (UHPC), 3rd fib International Congress, Washington D.C., June 2010.
- [2.127] [Grünberg et al.-07] Grünberg, J.; Lohaus, L.; Ertel, Chr.; Wefer, M.: Mehraxiales mechanisches Ermüdungsmodell an ultra-hochfestem Beton. Experimentelle und analytische Untersuchungen. *Beton und Stahlbetonbau* **102** (6), 388-398, 2007.
- [2.128] [Grünberg-07] Grünberg, J.: Comments on EN 1990 „Basis of Structural Design“, Guidelines for implementation and application. Beuth Verlag, Berlin 2007 (als elektronisches Buch unter www.beuth.de).

- [2.129] [Grünberg et al.-06] Grünberg, J.; Funke, G.; Stavesand, J.; Göhlmann, J.: Fernmeldetürme und Windenergieanlagen in Massivbauweise. Betonkalender 2006, Teil 1, 103-223, Ernst&Sohn, 2006.
- [2.130] [Grünberg/Göhlmann-05] Grünberg, J.; Göhlmann, J.: Versagensmodelle für Beton unter monotoner Beanspruchung für Ermüdung. *Bauingenieur* **80** (2), 115-122, 2005.
- [2.131] [Grünberg-04] Grünberg, J.: Grundlagen der Tragwerksplanung – Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln für den konstruktiven Ingenieurbau, Erläuterungen zu DIN 1055-100. Praxis Bauwesen, Hrsg.: DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin, Wien, Zürich, 2004.
- [2.132] [Grünberg-02] Grünberg, J.: Kombination der Einwirkungen aus Schnee und Wind bei der Tragwerksplanung. Stellungnahme zu [Scheuermann-02], unveröffentlicht, 2002.
- [2.133] [Grünberg-01] Grünberg, J.: Sicherheitskonzept und Einwirkungen nach DIN 1055 neu. In Avak/Goris: Stahlbetonbau aktuell – Jahrbuch 2001 für die Baupraxis. Beuth, Werner, 2001.
- [2.134] [Grünberg/Vogt-09] Grünberg, J.; Vogt, N.: Teilsicherheitskonzept für Gründungen im Hochbau. *Beton-Kalender* 2009, Teil 1, 555-636, 2009.
- [2.135] [Hasofer/Lind-74] Hasofer, A. M.; Lind, N. C.: An exact and invariant first order reliability format, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, **100** (1), 111-121, 1974.
- [2.136] [Hauptmanns et al.-87] Hauptmanns, U.; Hertrich, M.; Werner, W.: Technische Risiken – Ermittlung und Beurteilung. Berlin, 1987. → Aus [2.137]
- [2.137] [Hauptmanns-91] Hauptmanns, U.: Probabilistische Sicherheitsuntersuchungen technischer Systeme. HABILITATIONSSCHRIFT, Ruhr-Universität Bochum, 1991.
- [2.138] [Hauser-79] Hauser, R.: Lessons from European Failures. *Concrete International* ACI **1** (12), 21-25, 1979.
- [2.139] [Hegger/Görtz-02] Hegger, J.; Görtz, St.: Querkraftbemessung nach DIN 1045-1. *Beton- und Stahlbetonbau* **97** (9), 460-470, 2002.
- [2.140] [Hegger et al.-99] Hegger, J.; Beutel, R.; Hoffmann, S.: Statistische Auswertung von Versuchen – Beurteilung von Bemessungsansätzen. *Beton- und Stahlbetonbau* **94** (11), 457-465, 1999.
- [2.141] [Hennen-97] Hennen, L.: Monitoring „Technikakzeptanz und Kontroversen über Technik“. Ambivalenz und Widersprüche: Die Einstellung der deutschen Bevölkerung zur Technik. Zweiter Sachstandsbericht. TAB Arbeitsbericht Nr. 54. Büro für Technikfolgen-Abschätzung beim Deutschen Bundestag. Dezember 1997.
- [2.142] [Henze-08] Henze, L.: Entwicklung einer Methode zum Aufdecken von potentiellen Fehlern in der Konstruktion. DISSERTATION, Fakultät für Maschinenbau, Technische Universität Chemnitz, 2008.
- [2.143] [Hillemeier et al.-99] Hillemeier, B.; Stenner, R.; Flohrer, C.; Polster, H.; Buchenau, G.: Instandsetzung und Erhaltung von Betonbauwerken. *Beton-Kalender* 1999, Teil 2, 595-720, Ernst&Sohn, Berlin, 1999.
- [2.144] [Holicky/Retief-11] Holicky, M.; Retief, J.: Theoretical basis of the target reliability. In [2.150], 91-101, 2011.
- [2.145] [Holicky-01] Holicky, M.; Schneider, J.: Structural design and reliability benchmark study. In [2.148], 929-938.

- [2.146] [Hosser-78] Hosser, D.: Tragfähigkeit und Zuverlässigkeit von Stahlbetondruckgliedern. Mitteilungen des Instituts für Massivbau, TH Darmstadt, Heft 28. Berlin, Düsseldorf, München; Ernst & Sohn, 1978.
- [2.147] [Huber et al.-12] Huber, P.; Schweighofer, A.; Kolleger, J.; Brunner, H.; Karig, W.: Vergleich der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit von Bestandsbrücken nach Eurocode 2 und fib Model Code 2010. *Beton- und Stahlbetonbau* **107** (7), 451-462, 2012.
- [2.148] [IABSE-01] Safety, Risk and Reliability – Trends in Engineering. Conference Report, International Conference, Malta, 21.-23.3.2001.
- [2.149] [IABSE WC1-01] IABSE Working Commission 1: Enquiry into Target Reliabilities for Ultimate Limit State Design. Interim Report, March 2001.
- [2.150] [IPW-11] Budelmann, H.; Holst, A.; Proske, D. (Hrsg.): 9th International Probabilistik Workshop. 17.-18. November 2011, Braunschweig.
- [2.151] [IPW-08] Graubner; Schmidt; Proske, D. (Hrsg.): 6th International Probabilistik Workshop. 26.-27. November 2008, Darmstadt.
- [2.152] [IPW-05] Bergmeister, K.; Strauss, A.; Rickenmann, D. (Hrsg.): 3rd International Probabilistik Workshop. Technical Systems Natural Hazards. Schriftenreihe des Departements Nr. 7 – November 2005. Departement für Bautechnik und Naturgefahren, Universität für Bodenkultur Wien, 2005.
- [2.153] [Izzuddin et al.-12] Izzuddin, B. A.; Pereira, M. F.; Kuhlmann, U.; Rölle, L.; Vrouwenfelder, T.; Leira, B. J.: Application of Probabilistic Robustness Framework: Risk Assessment of Multi-Storey Buildings under Extreme Loads. *Structural Engineering International* **22** (1), 79-85, February 2012.
- [2.154] [JCSS-#1] Joint Committee on Structural Safety: Risk Assessment in Engineering Principles, System Representation & Risk Criteria. JCSS Publication. <http://www.jcss.byg.dtu.dk/>
- [2.155] [JCSS-08] Joint Committee on Structural Safety (JCSS): Probabilistic Model Code, Joint Committee on Structural Safety, 2008.
- [2.156] [JCSS-08#1] Joint Committee on Structural Safety (JCSS): Background Documents on Risk Assessment in Engineering. Document #1: Theoretical Framework for Risk Assessment an Evaluation. Kroon/Maes, 2008. <http://www.jcss.byg.dtu.dk/>
- [2.157] [JCSS-08#3] Joint Committee on Structural Safety (JCSS): Background Documents on Risk Assessment in Engineering. Document #3: Risk Acceptance Criteria. Diamantidis, 2008. <http://www.jcss.byg.dtu.dk/>
- [2.158] [JCSS-01] Joint Committee on Structural Safety: Probabilistic assessment of existing structures. RILEM Publications, S.A.R.L., 2001.
- [2.159] [JCSS-01] Joint Committee on Structural Safety (JCSS): Probabilistic Model Code. Part II – Load Models. February 2001.
- [2.160] [JCSS-00a] Joint Committee on Structural Safety (JCSS): Probabilistic Model Code. Part I – Basis of design. 12th draft, November 2000.
- [2.161] [JCSS-00b] Joint Committee on Structural Safety (JCSS): Probabilistic Model Code. Part III – Resistance Models (Material Properties). Oktober 2000.
- [2.162] [JCSS-96] Joint Committee on Structural Safety (JCSS): Background Documentation, Eurocode 1 (ENV 1991), Part 1: Basis of Design. Working Document, March 1996.

- [2.163] [JCSS-81] Joint Committee on Structural Safety. (JCSS): General Principles on Quality Assurance for Structures; General Principles on Reliability for Structural Design. Januar 1981.
- [2.164] [Jebe et al.-93] Untersuchung von Hochbauschäden in den neuen Bundesländern. Teil I: Globale Bestandsaufnahme und systematische Erfassung. Mitteilungen Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau, Universität Hannover, Heft 32, Hannover, 1993.
- [2.165] [Karaki-11] Karaki, G.: Probabilistic investigation on the dynamic response of highway bridges. *Bautechnik 2011 – Sonderdruck „Modellqualitäten“* (GRK 1462 Weimar), 39-44. Ernst&Sohn, Berlin, 2011.
- [2.166] [Kautsch-10] Kautsch, R.: Beitrag zur Nachweisführung von querkraftbewehrten Stahlbeton- und Spannbetonquerschnitten unter kombinierter Biege- und Schubbeanspruchung auf Grundlage der erweiterten technischen Biegelehre. DISSERTATION, TU Kaiserslautern, 2010.
- [2.167] [Keuser/Braml-10]: Keuser, M., Braml, Th.: Extension of the safety concept with regard to its application in individual cases. IABSE and fib Symposium – Codes in Structural Engineering – Developments and Needs for International Practice, Dubrovnik, 2010.
- [2.168] [Klingmüller et al.-92] Klingmüller, O.; Bourgund, U.: Sicherheit und Risiko im Konstruktiven Ingenieurbau. Vieweg, 1992.
- [2.169] [Kluth et al.-08] Kluth, M.; Borrmann, A.; Rank, E.; Mayer, T.; Schießl, P.: Development of a Software-Tool for the Life-Cycle Management of Reinforced Concrete Bridges. Proceedings of the 1st International Symposium on Life-Cycle-Engineering, Varenna, Italy, 2008.
- [2.170] [König/Danielewicz-94] König, G.; Danielewicz, I.: Ermüdungsfestigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen mit Erläuterung zu den Nachweisen gemäß VEB/fib Model Code 1990. *Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau* (DafStb) Heft **439**, Berlin, Beuth, Berlin, 1994.
- [2.171] [Kölz/Schneider-05] Kölz, E.; Schneider, J.: Beurteilung der Erdbebbensicherheit bestehender Gebäude - der risikobasierte Ansatz des Schweizer Merkblatts SIA 2018, *Bautechnik*, **82** (8), 544–548, 2005.
- [2.172] [König et al.-82a] König, G.; Hosser, D.: Praktische Beispiele und Hinweise zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen. *Bauingenieur* **57**, 459-467, 1982.
- [2.173] [König et al.-82b] König, G.; Hosser, D.; Schobbe, W.: Sicherheitsanforderungen für die Bemessung von baulichen Anlagen nach den Empfehlungen des NABau – eine Erläuterung. *Bauingenieur* **57**, 69-78, 1982.
- [2.174] [Krätzig et al.-03] Krätzig, W. B.; Montag, U.; Petryna, Y.: Schädigung, Dauerhaftigkeit und (Rest-)Nutzungsdauer von Tragwerken. *Bauingenieur* **78**, 553-561, 2003.
- [2.175] [Krawtschuk et al.-12] Krawtschuk, A.; Strauss, A.; Haider, K.; Zimmermann, Th.; Bergmeister, K.: Ermittlung der Modellunsicherheiten bei Betonstrukturen auf Basis von Monitoring- und Einflusslinienkonzepten. *Beton- und Stahlbetonbau* **107** (12), 824-835, 2012.
- [2.176] [Krohn/Krücken-93]: Krohn, W./ Krücken, G. : „Risiko als Konstruktion und Wirklichkeit. Eine Einführung in die sozialwissenschaftliche Risikoforschung“. In: Dies

- (Hrsg.): Riskante Technologien: Reflexion und Regulation. Einführung in die sozialwissenschaftliche Risikoforschung, Frankfurt/M., 21-25, 1993.
www.uni-bielefeld.de/de/iwt/personen/krohn/riskante_technologien.pdf
- [2.177] [Kühl-01]: Kühl, S.: „Paradoxe Effekte und ungewollte Nebenfolgen des Qualitätsmanagements“. In: Wächter, H./ G. Vedder (Hrsg.): Qualitätsmanagement in Organisationen – DIN ISO 9000 und TQM auf dem Prüfstand, Wiesbaden, 75-114, 2001.
- [2.178] [Kunz/Bödefeld-01] Kunz, C.; Bödefeld, J.: Von der Bauwerksinspektion zum Bauwerksmanagement. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Nr. 83, 2001.
- [2.179] [Kupfer/Mühlbauer-06] Kupfer, H.; Mühlbauer, Chr.: Bestimmung der erforderlichen Sicherheitsbeiwerte für die Nachrechnung bestehender Bauwerke unter Berücksichtigung der Informationen über Einwirkungen und Widerstände. In [3.68].
- [2.180] [Lahmer et al.-11] Lahmer, T.; Knabe, T.; Nikulla, S.; Reuter, M.: Bewertungsmethoden für Modelle des konstruktiven Ingenieurbaus. *Bautechnik 2011 – Sonderdruck „Modellqualitäten“* (GRK 1462 Weimar), 60-64. Ernst&Sohn, Berlin, 2011.
- [2.181] [Lentz-07] Lentz, A.: Acceptability of Civil Engineering Decisions Involving Human Consequences. DISSERTATION TU München, 2007.
- [2.182] [Lifecon-03] Lay, S.; Schießl, P.: Lifecon Deliverable D 3.2 – Service Life Models. Instructions on methodology and application of models for the prediction of the residual service life for classified environmental loads and types of structures in Europe. Life Cycle Management of Concrete Infrastructures for Improved Sustainability. 01.01.2001 – 31.12.2003.
- [2.183] [LIFECON] Life Cycle Management of Concrete Infrastructures for Improved Sustainability. Competative and Sustainable Growth Programme – Contract G1RD-CT-2000-00378.
www.vtt.fi/rte/strat/projects/lifecon/summary.htm bzw. <http://lifecon.vtt.fi/deliverables.htm>
- [2.184] [Lind-82] Lind, N. C.: Models for human error in structural reliability, *Structural Safety* **1**, 167–175, 1982.
- [2.185] [Lindley-76] Lindley, D. V.: Introduction to Probability, Statistics and Decision for Civil Engineers. McGraw-Hill, 1976.
- [2.186] [Madsen/Sørensen-90] Madsen, H. O.; Sørensen, J. D.: Probability-based optimization of fatigue design, inspection and maintenance. Proceedings of the International Symposium on Offshore Structures. University of Glasgow, 1990.
- [2.187] [Madsen et al.-87] Madsen, H. O.; et al.: Probabilistic fatigue analysis of Offshore Structures – Reliability Updating through inspection results. Proceedings from the Third International Symposium of Integrity of Offshore Structures. University of Glasgow, 1987.
- [2.188] [Matousek et al.-94] Sommer, P.; Matousek, M.; Uhlmann, E.: Qualitätssicherung im Bauwesen – Beitrag zur Interpretation der Normen ISO 9000-9004. Merkblatt SIA 2007, Ausgabe Januar 1994.
- [2.189] [Matousek et al.-83] Matousek, M.; Schneider, J.: Gewährleistung der Sicherheit von Bauwerken – Ein alle Bereiche des Bauprozesses erfassendes Konzept. Bericht Nr. **140**, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1983.
- [2.190] [Matousek et al.-82] Matousek, M.: Massnahmen gegen Fehler im Bauprozess. Bericht Nr. **124**, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1982.

- [2.191] [Matousek et al.-76] Matousek, M.; Schneider, J.: Untersuchungen zur Struktur des Sicherheitsproblems von Bauwerken. Bericht Nr. 59, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1976.
- [2.192] [Matthies et al.-97] Matthies, H. G.; Brenner, Ch. E.; Bucher, Ch. G.; Soares, C. G.: Uncertainties in probabilistic numerical analysis of structures and solids – Stochastic finite elements. *Structural Safety* **19** (3), 283-336, 1997.
- [2.193] [Maurer et al.-10] Maurer, R.; Block, K.; Dreier, F.: Ermüdungsfestigkeit von Betonstahl – Bestimmung mit dem Interaktiven Verfahren. *Bauingenieur* **85** (1), 17-28, 2010.
- [2.194] [Mayer-26] Mayer, M.: Die Sicherheit der Bauwerke, Springer, Berlin, 1926.
- [2.195] [Melchers-99] Melchers, R. E.: Structural reliability Analysis and Prediction. ISBN 0-471-98324-1, John Wiley, 1999.
- [2.196] [Merz/Apel-04] Merz, B.; Apel, H. (Hrsg.): Risiken durch Naturgefahren in Deutschland. Abschlussbericht des BMBF-Verbundprojekts Deutsches Forschungsnetz Naturkatastrophen (DFNK). Scientific Technical Report STR04/01. GeoForschungszentrum Potsdam in der Helmholtz-Gesellschaft. ISSN 1610-0956, www.gfz-potsdam.de/bib/zbstr.htm, Mai 2004.
- [2.197] [Minguez et al.-06] Minguez, R.; Castillo, E.; Castillo, C.; Losada, M. A.: Optimal cost design with sensitivity analysis using decomposition techniques. Application to composite breakwaters. *Structural Safety* **28**, 321-340, 2006.
- [2.198] [Moan-05] Moan, T.: Reliability-based management of inspection, maintenance and repair of offshore structures, *Structure and Infrastructure Engineering* **1** (1), 33-62, 2005.
- [2.199] [Müller et al.-11] Müller, H.; Vogel, M.; Neumann, T.: Quantifizierung der Lebensdauer von Betonbrücken mit den Methoden der Systemanalyse. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), Brücken- und Ingenieurbau, Heft **B81**, 2011.
- [2.200] [Müller/Bohner-12] Müller, H. S.; Bohner, E.: Rissbildung infolge Bewehrungskorrosion – Mechanismen und Prognosemodelle. *Beton- und Stahlbetonbau* **107** (2), 68-78, 2012. DOI: 10.1002/best.201100077
- [2.201] [Müller/Vogel-08] Müller, H. S.; Vogel, M.: Lebenszyklusmanagement im Betonbau. *Beton* (5), 206-214, 2008.
- [2.202] [NAFEMS-08] Thacker, B. H.: Why do Probabilistic Finite Element Analysis?, ISBN 978-1-874376-31-6, NAFEMS – The international association for the engineering analysis community {Probabilistic FE}
- [2.203] [Nakagawa-07] Nakagawa, T.: Advanced Reliability Models and Maintenance Policies. Springer, London, 2007.
- [2.204] [Nathwani et al.-97] Nathwani, J. S.; Lind, N. C.; Pandey, M. D.: Affordable Safety by Choice: The Life Quality Method. Institute of Risk Research, University of Waterloo, Ontario, Canada, 1997.
- [2.205] [Neitzke-07]: Neitzke H.-P.: „Systemische Risiken“. AACCrisk Report 3/2007; <http://www.aaccrisk.de/projekt/berichte.html>
- [2.206] [Nennen/Grabe-96] Nennen, H.-U.; Grabe, D. (Hrsg.): Das Expertendilemma – Zur Rolle wissenschaftlicher Gutachter in der öffentlichen Meinungsbildung. Springer, Berlin, 1996.

- [2.207] [Neocleous et al.-05] Neocleous, K.; Pilakoutas, K.; Guadagnini, M.: Failure-mode-hierarchy-based design for reinforced concrete structures. *Structural Concrete*, **6** (1), 23-32, 2005.
- [2.208] [Neves/Frangopol-04] Neves, L. A. C.; Frangopol, D. M.: Condition, safety and cost profiles for deteriorating structures with emphasis on bridges. *Reliability Engineering and System safety* **89**, 185-198, 2004.
- [2.209] [Nishijima/Faber-07] Nishijima, K.; Faber, M. H.: Bayesian approach to proof loading of quasi-identical multi-component structural systems. *Civil Engineering and environmental Systems* **24** (2), 111-121, 2007.
- [2.210] [Novak et al.-02] Novak, B.; Brosge, S.; Reichert, F.: Weiterentwicklung von Verhaltensmodellen im Rahmen des BMS. Schlussbericht zu FE 15.370/2002/HRB, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch-Gladbach, 2002.
- [2.211] [Nowak-99] Nowak, A. S.: Bridge strength. In: Bridge safety and reliability. (Ed. D. Frangopol), 58-82, ASCE and SEI, Colorado, 1999.
- [2.212] [Nowak/Carr-85] Nowak, A. S.; Carr, R. I.: Classification of Human Errors. Proceedings of the ASCE Symposium on Structural Safety Studies, 1-10, Denver, 1985.
- [2.213] [NumMeth-05] Numerische Methoden für eine lebenszyklusorientierte Statik. BayFORREST Forschungsprojekt F235, Fakultät Bauingenieurwesen, TUM 2005.
- [2.214] [OptiSLang-10] Dynardo: OptiSLang Vers. 3.1. Workshop 30.8.-1.9.2010, Hannover, 2010.
- [2.215] [Otieno et al.-11] Otieno, M.; Beushausen, H.; Alexander, M.: Prediction of corrosion rate in reinforced concrete structures – a critical review and preliminary results. *Materials and Corrosion* **62** (1), 1-14, 2011. DOI: 10.1002/maco.201106282
- [2.216] [Pandey et al.-06] Pandey, M. D.; Nathwani, J. S.; Lind, N. C.: The derivation and calibration of the life-quality index (LQI) from economic principles. *Structural Safety* **28**, 341-360, 2006.
- [2.217] [Peil-12] Peil, U.: Modelle. NTH-Bau Seminar im März 2012, Sonnenberg.
- [2.218] [Perrow-87] Perrow, Charles: Normale Katastrophen. Die unvermeidlichen Risiken der Großtechnik. Frankfurt, 1987
- [2.219] [Petryna-04] Petryna, Y.: Schädigung, Versagen und Zuverlässigkeit von Tragwerken des konstruktiven Ingenieurbaus. HABILITATIONSSCHRIFT, Bochum, 2004.
- [2.220] [Pfanner-03] Pfanner, D.: Zur degradation von stahlbetonbauteilen unter ermüdungsbeanspruchung. DISSERTATION, Universität Bochum. Forschungsbericht, VDI Reihe 4 Nr. 189, VDI Verlag, Düsseldorf, 2003.
- [2.221] [Pfister/Stangenberg-05] Pfister, T.; Stangenberg, F.: Fatigue lifetime assessment of RC members. In Augusti, G.; Sueller, G. I.; Ciampoli, M. (Eds.): Proceedings of the 9th International Conference on Structural Safety and reliability, ICOSSAR 2005. CD-Rom, Rome, 19-23.6.2005.
- [2.222] [Pham-06] Pham, H.: System Software Reliability. Springer, 2006.
- [2.223] [Plate-93] Plate, J.: Statistik und angewandte Wahrscheinlichkeit für Bauingenieure. Berlin, Ernst, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, 1993.
- [2.224] [Pommerening et al.-08a] Pommerening, D.; Freitag, N.; Stadler, A.: Untersuchung zu wirtschaftlichen Erhaltungsstrategien im Rahmen der Nutzungsdauer von Bauwerken. Bericht zu FE 15.398/2004/HRB des BMVBS. Heft 1008, Bremerhaven, Wirtschaftsverlag NW (Forschung und Straßenverkehrstechnik), 2008.

- [2.225] [Pommerening et al.-08b] Pommerening, D.; Stadler, A.; Freitag, N.; Dönnecke, C.: Weiterentwicklung objektbezogener Bewertungsverfahren im BMS. Schlussbericht zu FE 15.396/2004/HRB, Bundesanstalt für Straßenwesen, 2008.
- [2.226] [Pottharst-77] Pottharst, P.: Zur Wahl eines einheitlichen Sicherheitskonzeptes für den konstruktiven Ingenieurbau. Mitteilungen des Instituts für Massivbau, TH Darmstadt, Heft 22. Berlin, Düsseldorf, München; Ernst & Sohn, 1977.
- [2.227] [Proske-12] Proske, D.: Vollprobabilistische Ermittlung der Fragility-Kurve einer Stahldruckschale bei Wasserstoff-Deflagration. *Bautechnik* **89** (1), 58-67, 2012.
- [2.228] [Proske-11] Proske, D.: Zur Zukunft der Sicherheitskonzepte im Bauwesen. *Bautechnik* **88** (4), 58-67, 2011.
- [2.229] [Proske-04] Proske, D.: Katalog der Risiken – Risiken und ihre Darstellung. Eigenverlag, Dresden, 2004.
- [2.230] [PSA-90] Facharbeitskreis „Probabilistische Sicherheitsanalyse für Kernkraftwerke“, PSA-Leitfaden, Bonn, Oktober 1990. → Aus [2.137]
- [2.231] [PSA-08a] ENSI-A06: Probabilistische Sicherheitsanalyse (PSA): Anwendungen, Richtlinien in Kraft: 13. Juni 2008. → Aus [2.227].
- [2.232] [PSA-08b] HSK: Probabilistische Sicherheitsanalyse (PSA): Anwendungen, Erläuterungsbericht zur Richtlinie A06/d, Ausgabe Mai 2008. → Aus [2.227].
- [2.233] [Rackwitz-10] Rackwitz, R.: Risikoakzeptanz und Lebensqualität. *Bauingenieur* **85** (1), 10-16. 2010.
- [2.234] [Rackwitz-08] Rackwitz, R.: The Philosophy Behind the Life Quality Index and Empirical Verification. Updated memorandum to JCSS (November 2005). Basic Documents on Risk Assessment in Engineering, Document #4, November 2008.
- [2.235] [Rackwitz-02] Rackwitz, R.: Optimization and risk acceptability based on the Life Quality Index. *Structural Safety* **24**, 297-331, 2002.
- [2.236] [Rackwitz-01] Rackwitz, R.: Reliability analysis – a review and some perspectives, *Structural Safety* **23** (4), 365-395, 2001.
- [2.237] [Rackwitz-00] Rackwitz, R.: Optimization — the basis of code-making and reliability verification, *Structural Safety* **22** (1), 27-60, 2000.
- [2.238] [Rackwitz-98] Rackwitz, R.: Zuverlässigkeitsbetrachtungen bei Verlust der Dauerhaftigkeit von Bauteilen und Bauwerken. Fraunhofer IRB Verlag T2847, 1998.
- [2.239] [Rackwitz-97] Rackwitz, R.: Einwirkungen auf Bauwerke. In Mehlhorn, Ed. G. (Hrsg.): Der Ingenieurbau – Grundwissen, Band 8: Tragwerkzuverlässigkeit und Einwirkungen. Ernst & Sohn, 1997.
- [2.240] [Rackwitz et al.-96] Rackwitz, R.; Vrouwenvelder, T.: Basic notes on resistances: „concrete properties“. Joint Committee on Structural Safety (JCSS), May 1996.
- [2.241] [Rackwitz-79] Rackwitz, R.: Theoretische Grundlagen für die Bestimmung des Bemessungswertes von Bauteilwiderständen aus Versuchen. SFB 96: Berichte zur Sicherheitstheorie der Bauwerke, Heft 38. Laboratorium für den Konstruktiven Ingenieurbau (LKI), TU München, 1979.
- [2.242] [Rackwitz/Fiessler-78] Rackwitz, R., Fiessler B.: Structural reliability under combined load sequences, *Computers & Structures* **9**, 489–494, 1978.
- [2.243] [Raiffa/Schalifer-61] Raiffa, H.; Schalifer, R.: Applied Statistical Decision Theory. Haward University Press, Cambridge University Press, Cambridge, Mass., 1961.

- [2.244] [Rasmussen-79] Rasmussen, J.: On the Structure of Knowledge – A Morphology of Mental Models in a Man Machine Context. Risø-M-2192, Roskilde, Denmark, 1979.
→ Aus [2.137]
- [2.245] [Rasmussen-82]: Rasmussen, J.: Human errors: a taxonomy for describing human malfunction in industrial installations. *Journal of Occupational Accidents* 4, 311-335, 1982.
- [2.246] [Raw et al.-00] Raw, G. J.; Cayless, S. M.; Riley, J.; Cox, S. J.; Cheyne, A.: A Risk Assessment Procedure for Health and Safety in Buildings. Building Research Establishment (BRE), Centre for Safety, Health and Environment and Loughborough University. London, United Kingdom, 2000. ISBN 1-86081-420-4.
- [2.247] [Reason-90] Reason, J. T.: Human Error. Cambridge University Press, Cambridge, 1990.
- [2.248] [Renn/Keil-07] Renn, O./ Keil, F.: „Systemische Risiken: Versuch einer Charakterisierung“, in: GAIA 17/4 (2008): 349-354, http://www.oekom.de/fileadmin/zeitschriften/gaia_leseproben/GAIA_04_08_Renn.pdf
- [2.249] [Renn et al.-07] Renn, O./ Schweizer, P.-J./ Dreyer, M./ Klinke, A.: Risiko. Über den gesellschaftlichen Umgang mit Unsicherheit, München, 2007
- [2.250] [Renn-05] Renn, Ortwin: „Technikakzeptanz. Lehren und Rückschlüsse der Akzeptanzforschung für die Bewältigung des technischen Wandels“, in: Technikfolgenabschätzung – *Theorie und Praxis* 14 (3), 29-38, 2005. <http://www.itas.fzk.de/tatup/053/renn05a.htm>
- [2.251] [Reuter/Knabe-11] Reuter, M.; Knabe, T.: Aspekte der Modellierung am Beispiel eines Rahmentragwerk. *Bautechnik 2011 – Sonderdruck „Modellqualitäten“* (GRK 1462 Weimar), 26-34, 2011.
- [2.252] [Rinne-72] Rinne, H.: Strategien der Instandhaltung – Ein Beitrag zur statistischen Theorie der Zuverlässigkeit. HABILITATIONSSCHRIFT, TU Berlin, 1972.
- [2.253] [Ritter-11] Ritter, F.: Lebensdauer von Bauteilen und Bauelementen – Modellierung und praxisnahe Prognose. DISSERTATION, Institut für Massivbau der TU Darmstadt, 2011.
- [2.254] [Rizkallah et al.-90] Rizkallah, V.; Harder, H.; Jebe, P.; Vogel, J.: Bauschäden im Spezialtiefbau. Institut für Bauschadensforschung e. V., Heft 3, Eigenverlag, Hannover, 1990.
- [2.255] [Rizzuto et al.-09] Rizzuto, E.; Sörensen, J. D.; Kroon, I. B.: Robustness – acceptance criteria. Joint Workshop of COST Actions TU0601 and E55, Ljubljana, Slovenia, 2009.
- [2.256] [Rombach-06] Rombach, G.: Anwendung der Finite Elemente Methode im Betonbau – Fehlerquellen und ihre Vermeidung. 2. Auflage. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2006.
- [2.257] [Roos-11] Roos, D.: Multi-domain Adaptive Surrogate Models for Reliability Analysis. Proceedings of the 9th International Probabilistic Workshop, TU Braunschweig, November 17-18, 2011.
- [2.258] [Rücker et al.-08] Rücker, W.; Hille, F.; Rohrmann, R.: Guideline for the Assessment of Existing Structures (SAMCO – WP3). Final report. Federal Institute of Materials Research and Testing (BAM), Division VII.2 Buildings and Structures, 2008.

- [2.259] [Rücker-00] Rücker, W.: Dauerüberwachung – ein wichtiger Bestandteil von Bauwerksmanagementsystemen. In [3.163], 90-108, 2000.
- [2.260] [Rußwurm-05] Rußwurm, D.: Ermüdungsfestigkeit von Betonstahl – Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte von Betonstahl für den Nachweis gegen Ermüdung. Juni 2005.
- [2.261] [Rybicki-92] Rybicki, R.: Bauausführung und Bauüberwachung. Recht – Technik - Praxis, Handbuch für die Baustelle. Düsseldorf, Werner-Verlag, 1992.
- [2.262] [Rychlik/Ryden-06] Rychlik, I.; Ryden, J.: Probability and Risk Analysis. An Introduction for Engineers. Springer, 2006.
- [2.263] [SARA-03] Structural Analysis and Reliability Assessment (SARA). State-of-knowledge, Technical Background, Heft 56. Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität für Bodenkultur, 2003. ISBN 3-900962-50-2
- [2.264] [Sarja-06] Sarja, A.: Predictive and optimised Life Cycle Management – Buildings and Infrastructure. Taylor & Francis, 2006
- [2.265] [Schavan-08] Schavan, Annette: Rede der Bundesministerin für Bildung und Forschung, Dr. Annette Schavan, MdB, anlässlich der Konferenz „...mit Sicherheit: für Freiheit – die gesellschaftlichen Dimensionen der Sicherheitsforschung“ am 5. November 2008 in Berlin. http://www.bmbf.de/pub/1105_Sicherheitsforschung_M1.pdf
- [2.266] [Scheer-00] Scheer, J.: Versagen von Bauwerken – Ursachen, Lehren: Band 1: Brücken. Ernst&Sohn, Berlin, 2000.
- [2.267] [Scheuermann-02] Scheuerman, G.: Beitrag zur Kombination klimatischer Lasten. DISSERTATION, RWTH Aachen, 2002.
- [2.268] [Schmidt/Six-07] Schmidt, H.; Six, M.: Probabilistische Modellierung hochfester Stahlbetonstützen in Hochhäusern. *Beton- und Stahlbetonbau* **102** (12), 859-868, 2007.
- [2.269] [Schneider-97] Schneider, J.: Introduction to Safety and Reliability of Structures. Structural Engineering Documents. International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), 1997.
- [2.270] [Schneider-94] Schneider, J.: Sicherheit und zuverlässigkeit im Bauwesen. Grundwissen für Ingenieure. VDF, Hochschulverlag AG der ETH Zürich, 1994.
- [2.271] [Schnell/Fischer-08] Schnell, J.; Fischer, A.: Bauen im Bestand – Markt der Zukunft – Häufige Fehler beim Bauen im Bestand – Ergebnisse einer Expertenbefragung. Proceeding 52nd BetonTage, Panel 9. BFT 02/2008.
- [2.272] [Schießl/Mayer-07] Schießl, P.; Mayer, T. F.: Schlussbericht zur ersten Phase des DAfStb/BMBF-Verbundforschungsvorhabens „Nachhaltig Bauen mit Beton“. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft **572**, Beuth-Verlag, Berlin, 2007.
- [2.273] [Schießl-76] Schießl, P.: Zur Frage der zulässigen Rissbreite und der erforderlichen Betondeckung im Stahlbetonbau unter besonderer Berücksichtigung der Karbonatisierung des Betons. DISSERTATION, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft **255**, Beuth-Verlag, Berlin, 1976.
- [2.274] [Schobbe-82] Schobbe, W.: Konzept zur Definition und Kombination von Lasten im Rahmen der deutschen Sicherheitsrichtlinie. Mitteilungen Nr. 31 des Instituts für Mas-sivbau der Technischen Hochschule Darmstadt. Ernst & Sohn, 1982.

- [2.275] [Schuëller-81] Schuëller, G. I.: Einführung in die Sicherheit und Zuverlässigkeit von Tragwerken. W. Ernst & Sohn, 1981.
- [2.276] [Schuëller-75] Schuëller, G. I.: Über die Kombination von klimatischen Lasten. *Bauingenieur* 50 (1975), 133-137.
- [2.277] [Schwarz-79] Schwarz, R. F.: Beitrag zur Bestimmung der Zuverlässigkeit nichtlinearer Strukturen unter Berücksichtigung kombinierter stochastischer Einwirkungen. Institut für Bauingenieurwesen III, Lehrstuhl für Massivbau, TU München, 1979.
- [2.278] [Seidel-11] Seidel, M.: Critical remarks regarding requirements for design of axially loaded piles. REpower System AG. Tagungsbeitrag „Offshore – Wind-, Wellen- und Strömungskraftwerke“ am 4./5.10.2011 TU Hamburg-Harburg.
- [2.279] [Shan&Novak-84] Shan, L. T.; Nowak, A. S.: Proof loading and structural reliability. *Reliability Engineering* 8 (2), 82-100, 1984.
- [2.280] [Singh et al-07] Singh, V. P.; Jain, S. K.; Tyagi, A.: Risk and Reliability Analysis. A Handbook for Civil and Environmental Engineers. ASCE Press, 2007.
- [2.281] [Singpurwalla-06] Singpurwalla, N. D.: Reliability and Risks – a bayesian perspective. Wiley series in probability and statistics. The George Washington University, Washington DC, USA, 2006.
- [2.282] [Six-01] Sicherheitskonzept für nichtlineare Traglastverfahren im Betonbau. DISSERTATION, Technische Universität Darmstadt.
- [2.283] [Smarsly/Hartmann-08] Smarsly; Hartmann: Neue Wege in der Bauwerksüberwachung. *Messtechnik im Bauwesen Special 2*, Ernst & Sohn, 2008.
- [2.284] [Sørensen et al.-12] Sørensen J. D.; Rizzuto, E.; Narasimhan.H.; Faber, M. H.: Robustness: Theoretical Framework. *Structural Engineering International*, **22** (1), 66-72, February 2012.
- [2.285] [Sørensen/Tarp-Johansen-05] Sørensen, J. D.; Tarp-Johansen, N. J.: Optimal Structural Reliability of Offshore Wind Turbines. 9th International Conference on Structural safety and reliability (ICOSSAR), Rom, 2005.
- [2.286] [Sørensen-02] Sørensen, J. D.: Calibration of Partial Safety Factors in Danish Structural Codes, in Proc. JCSS Workshop on Reliability Based Code Calibration, ETH Zürich, Switzerland, 2002.
- [2.287] [Sørensen et al.-91] Sørensen, J. D.; Faber, M. H.; Rackwitz, R.; Thoft-Christensen, P.: Modelling in optimal inspection and repair. Proceedings of the 10th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering (Volume II), Safety and Reliability), Stavager, Norway, 1991.
- [2.288] [Spaethe-92] Spaethe, G.: Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen. Wien, New York: Springer, 1992.
- [2.289] [Speck/Curbach-10] Speck, K.; Curbach, M.: Ein einheitliches mehraxiales Bruchkriterium für alle Betone. *Beton- und Stahlbetonbau* **105** (4), 233-243, 2010.
- [2.290] [Speck-08] Speck, K.: Beton unter mehraxialer Beanspruchung: ein Gesetz für Hochleistungsbetone unter Kurzzeitbelastung. DISSERTATION, Technische Universität Dresden, 2008.
- [2.291] [Steenberger/Vrouwenfelder-10] Steenbergen, R. D. J. M.; Vrouwenfelder, A. C. W. M.: Safety philosophy for existing structures and partial safety factors for loads on bridges. *Heron* **55** (2), 123-140, Delft, 2010.
- [2.292] [Steinmetzger-99] Steinmetzger, R.: Der Mensch am Bau: Risiko- und Hoffnungsträger. Arbeitsschutz-Fachtagung „Sicherheit auf Baustellen“, Weimar, 1999.

- [2.293] [Stewart/Melchers-97] Stewart, M. G.; Melchers, R. E.: Probabilistic risk assessment of engineering systems, Chapman & Hall, London, 1997.
- [2.294] [Stewart et al.-89] Stewart, M. G.; Melchers, R. E.: Error control in member design. *Structural Safety* **6**, 11-24, 1989.
- [2.295] [Straub-10] Straub, D. (Hrsg.): Reliability and Optimization of Structural Systems. CRC Press, Taylor&Francis Group, 2010. ISBN-13: 978-0-4115-88179-1
- [2.296] [Straub/Der Kiureghian-09] Straub, D.; Der Kiureghian, A.: Acceptance Criteria for Deteriorating Elements of Structural Systems, *Journal of Structural Engineering*, Trans. ASCE, 2009.
- [2.297] [Straub/Faber-05] Straub, D.; Faber, M. H.: Risk based inspection planning for structural systems, *Structural Safety*, **27** (4), 335–355, 2005.
- [2.298] [Straub-04] Straub, D.: Generic Approaches to Risk Based Inspection Planning for Steel Structures. DISSERTATION ETH No. 15529, 2004.
- [2.299] [Strauss-03] Strauss, A.: Stochastische Modellierung und Zuverlässigkeit von Betonkonstruktionen. DISSERTATION, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität für Bodenkultur, Wien, 2003.
- [2.300] [Su&Hsu-88] Su, E. C. M.; Hsu, T. T. C.: Biaxial compression fatigue and discontinuity of concrete. *ACI Material Journal* **85**, 178-188, 1988.
- [2.301] [Sudret/Der Kiureghian-02] Sudret, B.; Der Kiureghian, A.: Comparison of finite element reliability methods, *Probabilistic Engineering Mechanics*, **17** (4), 337-348, 2002.
- [2.302] [Swain/Guttmann-83] Swain, A. D.; Guttmann, H. E.: Handbook of Human Reliability Analysis with Emphasis on Nuclear Power Plant Application. Final Report NUREG/CR-1278, Washington D. C., 1983. → Aus [2.137]
- [2.303] [Taerwe-93] Taerwe, L. R.: Towards a consistent treatment of model uncertainties in reliability formats for concrete Structures. In [CEB219-93], 5-61.
- [2.304] [Taerwe-95] Taerwe, L. R.: Model uncertainties in reliability formats for concrete structures. In [CEB224-95], 5-8.
- [2.305] [Tang-73] Tang, W. H.: Probabilistic Updating of Flaw Information. *Journal of Testing and Evaluation* **1**, 459-467, 1973.
- [2.306] [Thöns et al-10] Thöns, S. et al.: On measurement uncertainties, monitoring data and structural reliability. *Structural Safety* 2010/2011? Submitted 2010. Aus [3.196].
- [2.307] [Thoft-Christensen/Nowak-01] Thoft-Christensen, P.; Nowak, A.: Human Errors and Bridge Management Systems. In [2.148], 867-872, 2001.
- [2.308] [Todinov-05] Todinov, M.: Reliability and Risk Models – Setting Reliability Requirements. John Wiley & Sons, Ltd, 2005. ISBN 0-470-09488-5.
- [2.309] [Todinov-07] Todinov, M. T.: Risk-Based Reliability Analysis and Generic Principles for Risk Reduction. Elsevier, 2007. ISBN-13: 978-0080-44728-5.
- [2.310] [Turkstra-70] Turkstra, C. J.: Theory of Structural Design Decisions. Solid Mechanics Study No. 2, University of Waterloo, 1970.
- [2.311] [Tuutti-82] Tuutti, K.: Corrosion of Steel in Concrete. CBI Research (1982), No. Fo 4:82, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, 1982.
- [2.312] [Val/Stewart-00a] Val, D.; Stewart, M. G.: Safety Factors for Assessment of Existing Structures, 2000.

- [2.313] [Val/Stewart-00b] Val, D.; Stewart, M. G.: Partial Factor Format for Structural Assessment. In [2.148], 185-190, 2000.
- [2.314] [Val/Melchers-1998] Val, D.; Melchers, R. E.: Reliability analysis of deteriorating reinforced concrete frame structures. *Structural Safety and Reliability*, Rotterdam: Balkema, 105-122, 1998.
- [2.315] [van Gelder-99] van Gelder, P. H. A. J. M.: Statistical Methods for the Risk-Based Design of Civil Structures. PH. D. THESIS, Delft University of Technology, 1999. ISBN 90-9013452-2.
- [2.316] [Veldkamp-08] Veldkamp, D.: A probabilistic evaluation of wind turbine fatigue design rules. *Wind Energy* (11), 655-672, 2008. DOI: 10.1002/we.287
- [2.317] [Veldkamp-06] Veldkamp, D.: Chances in Wind Energy. A Probabilistic Approach to Wind Turbine Fatigue Design. DISSERTATION, TU Delft, 2006.
- [2.318] [Vesely et al.-81] Vesely, W. E. et al.: Fault Tree Handbook. NUREG 0492, 1981 → Aus [2.137]
- [2.319] [Vinnem-07] Vinnem, J. E.: Offshore Risk Assessment. Principles, Modelling and Applications of QRA Studies. 2nd Edition, Springer Series in Reliability Engineering, 2007. ISBN 978-1-84628-716-9.
- [2.320] [Volkwein-05] Volkwein, A.: Auswertung von Dauerschwindversuchen an Betonstählen zur Ableitung von Werkstoffkenngrößen für DIN 488. Forschungsbericht Nr. F 38001/04 im Auftrag des DAfStb, Centrum Baustoffe und Materialprüfung, TU München, Juni 2005.
- [2.321] [Volkwein-14] Volkwein, A.: ADZB-Richtlinie zur Durchführung und Auswertung von Dauerschwingversuchen an Bewehrung. Arbeitsgemeinschaft Deutscher Zertifizierungsstellen für Bewehrungen. München, Entwurf 10.2.2014.
- [2.322] [Vrijling et al.-95] Vrijling, J. K.; van Hengel, W.; Houben, R. J.: A framework for risk evaluation. *Journal of Hazardous Materials* **43**, 245-261, 1995.
- [2.323] [Vrouwenfelder-12] Vrouwenfelder, A. C. W. M.: H.: Modelling of Hazards. *Structural Engineering International* **22** (1), 73-78, February 2012.
- [2.324] [Vrouwenfelder/Scholten-10] Vrouwenfelder, T.; Scholten, N.: Assessment criteria for existing structures. *Structural Engineering International* (1), 62-65, IABSE, Zürich, 2010.
- [2.325] [Vrouwenfelder et al.-09] Vrouwenfelder, T.; Holicky, M.; Sykora, M.: Modelling of human error. Joint Workshop of COST Actions TU0601 and E55, September 21-22, Ljubljana, Slovenia, 2009.
- [2.326] [Vrouwenfelder-02] Vrouwenfelder, T.: Reliability Based Code calibration. The use of the JCSS Probabilistic Model Code. Joint Committee of Structural Safety Workshop on Code Calibration, March 21/22, Zurich, 2002.
- [2.327] [Vrouwenfelder-02] Vrouwenfelder, A. C. W. M.: Developments towards full probabilistic design codes. *Structural Safety* **24** (2002) 417-432.
- [2.328] [Vrouwenfelder et al.-01] Vrouwenfelder, T., Lovegrove, R., Holicky, M., Tanner, P., Canisius, G. (2001): Risk Assessment and Risk Communication in Civil Engineering. In [2.148].
- [2.329] [Vrouwenfelder-96] Vrouwenfelder, T.: JCSS Working Document on Eurocode random variable models. Incomplete second draft, TNO, Delft, 1996.

- [2.330] [Vu/Stewart-00] Vu, K. A. T.; Stewart, M. G.: Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models, *Structural Safety* **22** (4), 313-333, 2000.
- [2.331] [Waarts-00] Waarts, P. H.: Structural Reliability using Finite Element Methods. DISSERTATION TU Delft, 2000. ISBN 90-407-2073-8.
- [2.332] Wang, H.; Pham, H.: Reliability and Optimal Maintenance. Springer.
- [2.333] [WASH1400-75] WASH-1400: An Assessment of Nuclear Risks in U.S. Commercial Nuclear Power Plants. NRC NUREG 75/014. National Information Service, Springfield, 1975.
- [2.334] [Wefer-10] Wefer, M.: Materialverhalten und Bemessungswerte von ultrahochfestem Beton unter einaxialer Ermüdungsbeanspruchung. DISSERTATION, Leibniz Universität Hannover, 2010.
- [2.335] [Wendner et al.-11] Wendner, R.; Strauss, A.; Krawtschuk, A.; Zimmermann, Th.; Bergmeister, K.: Assessment of engineering structures based on influence line measurements & model correction approach. In [2.150], 299-312, 2011.
- [2.336] [Werner-02] Werner, D.: Fehler und ihre Vermeidung bei Tragkonstruktionen im Hochbau. Ernst&Sohn, 2002. ISBN 3.-433-02848-6.
- [2.337] [Weyer-04] Weyer, U.: Anspruch und Wirklichkeit semi-probabilistischer Bemessungskonzepte. *Stahlbau* **73** (9), 745-753, 2004.
- [2.338] [WBGU-98] Wissenschaftlicher Beirat der Bundesregierung Globale Umweltveränderungen. Welt im Wandel: Strategien zur Bewältigung globaler Umwelt Risiken. Jahresgutachten 1998. <http://www.wbgu.de>.
- [2.339] [Willam/Warneke-75] Willam, K. J.; Warneke, E. P.: Constitutive Model for the triaxial behaviour of concrete. IABSE-AIPC-IVBH seminar „On concrete structures subjected to triaxial stresses“. ISMES Vol 19, 174, Bergamo, Italy, 1975.
- [2.340] [Winter et al.-12] Winter, G.; Schnellenbach-Held, M.; Gusia, P.: Ausführungsqualität von Stahlbeton- und Spannbetonbrücken an Bundesfernstraßen. *Beton- und Stahlbeton* **107** (3), 146-153, 2012.
- [2.341] [Wriggers-12] Wriggers, P.: Mehrskalige Modellierung im Ingenieurwesen – Vorteile und Grenzen. NTH-Bau Seminar am 18. Juni 2012, Hannover.
- [2.342] [Wriggers-05] Wriggers, P.: Mikromechanische Modellierung von Beton. In [H.7], 1-1 bis 1-8, 2005.
- [2.343] [Wynne et al.-96] Wynne, B./ S. Lash/ B. Szersynski (Hrsg.): Risk, Environment and Modernity. Towards a New Ecology, London, 1996.
- [2.344] [Zilch et al.-11] Zilch, K.; Straub, D.; Dier, F.; Fischer, J.: Entwicklung von Verfahren einer zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung. *Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), Brücken- und Ingenieurbau*, Heft **B85**, 2011.
- [2.345] [Zilch/Methner-08] Zilch, K.; Methner, R.: Ermüdungskennwerte für Betonstahl im Stahlbeton- und Brückenbau. Unveröffentlichter Forschungsbericht der BASt FE 89.198/2007/AP.
- [2.346] [Zilch/Methner-07] Zilch, K.; Methner, R.: Neuausgabe DIN 1045-1 – Ermüdungsnachweise. In: Heftreihe Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E. V., Heft 14. Weiterbildung Tragwerksplaner Massivbau. Brennpunkt: Aktuelle Normung. 2007.
- [2.347] [Zilch et al.-99] Zilch, K.; Staller, M.; Brandes, Ch.: Anwendung statistischer Verfahren für die Auswertung von Versuchsdaten. *Bauingenieur* **74** (1), 8-16, 1999.

- [2.348] [Zwick/Renn-97]: Zwick, M. M./ Renn, O.: Risiko- und Technikakzeptanz. Berlin-Heidelberg, 1997.
- [2.349] [Zwick/Renn-02] Zwick, Michael M.; Renn, Ortwin (Hrsg.): Wahrnehmung und Bewertung von Risiken. Ergebnisse des »Risikosurvey Baden-Württemberg 2001«, Arbeitsbericht 202 der TA-Akademie, Stuttgart, 2002. <http://www.michaelmzwick.de/ab-202n.pdf>

6.4 Literatur zu Kapitel 3: Monitoring

- [3.1] [Arndt et al.-10] Arndt, R. W.; Schumacher, Th.; Algeron, D.; Kee, S.-H: Strategien der Bauwerkserhaltung von Autobahnbrücken in den USA. *Bautechnik* **88** (11), 793-804, 2011.
- [3.2] [Avak et al.-07] Avak, R.; Schwuchow, R.; Franz, M.: Rissmonitoring von Betonoberflächen unter Verwendung digitaler Bildanalyseverfahren. *Bautechnik* **84** (6), 403-408, 2007.
- [3.3] [BAM-04] Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM): ZfpBau – Kompendium, Verfahren der Zerstörungsfreien Prüfung im Bauwesen, http://www.bam.de/microsites/zfp_kompendium/welcome.html.
- [3.4] [BAM-06] DAFStb/BAM: Zerstörungsfreie Prüfverfahren und Bauwerksdiagnose im Betonbau – Beiträge zur Fachtagung des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton in Zusammenarbeit mit der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung. Berlin, 2006.
- [3.5] [BMVBW-98] BMVBW: Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 – Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Abtlg. Straßenbau, Straßenverkehr, Verkehrsblatt-Verlag **B 5236**, 1998.
- [3.6] [Beck et al.-09] Beck, M.; Goebbels, J.; Meinel, D.; Burkert, A.: DFG Research Group 537: Modeling reinforcement corrosion – Observation and monitoring of self-corrosion processes in chlorid contaminated mortar by X-Ray tomography. Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM), Berlin. In: Concrete repair, Rehabilitation and Retrofitting II – Alexander et al. (eds.). Taylor&Francis Group, London, ISBN 978-0-415-46850-3 433, 2009.
- [3.7] [Berger/Fritz-10] Berger, R.; Fritz, M.: Entwicklung der Fernüberwachungssysteme. *Messtechnik im Bauwesen*, 58-60, Ernst&Sohn Special 2010.
- [3.8] [Bergmeister-00] Bergmeister, K.: Kontinuierliche Bauwerksüberwachung – eine Frage der Lebensdauer. Braunschweiger Bauseminar 2000 – Trends und Entwicklungen im Bauwesen. 177-191. 2000.
- [3.9] [Bergmeister/Santa-04] Bergmeister, K.; Santa, U.: Brückeninspektionen und -überwachungen. Betonkalender 2004, Teil 1, 409-440. Ernst&Sohn, Berlin, 2004.
- [3.10] [Bergmeister et al.-05] Bergmeister, K.; Santa, U.: Zustandsüberwachung und Bewertung von Betontragwerken. *Beton- und Stahlbetonbau* Spezial, 82-88, Juli 2005.
- [3.11] [Bergmeister et al.-07] Bergmeister, K.; Santa, U.; Strauss, A.: Überwachung und Analyse der Lebensdauer von Tunnelbauwerken. *Beton- und Stahlbetonbau* **102** (1) 24-32, 2007.

- [3.12] [Bergmeister/Wendner-10] Bergmeister, K.; Wendner, R.: Monitoring und Strukturidentifikation von Betonbrücken. Betonkalender 2010, Abs. IV, 246-290. Ernst&Sohn, Berlin, 2010.
- [3.13] BMVBW: Bundesverkehrswegeplan 2003 – Die gesamtwirtschaftliche Bewertungsmethodik. Januar 2005.
- [3.14] [Bogath-97] Bogath, H.: Verkehrslastmodelle für Straßenbrücken. DISSERTATION, Institute of Structural Engineering, Universität für Bodenkultur, Wien, 1997.
- [3.15] [Bolle et al.-10] Bolle, G.; Schacht, G.; Marx, S.: Geschichtliche Entwicklung und aktueller Probebelastungen. *Bautechnik* **87** (11), 700-707 und (12), 784-789, 2010.
- [3.16] [Bolle-05] Bolle, G.: SMMEXS – eine innovative Lösung zur Datenanalyse und Zustandserfassung. In [3.161], 213-224, 2005.
- [3.17] [Bucher et al.-97] Bucher, C.; Ehmann, R.; Opitz, H.; Quade, J.; Schwesinger, P.; Steffens, K.: EXTRA II – Pilotprojekt Weserbrücke Drakenburg. Experimentelle Trag-sicherheitsbewertung von Massivbrücken. *Bautechnik* **74** (5), 301-319, 1997.
- [3.18] [Budelmann-10] Budelmann, H.: Alter Wein in neuen Schläuchen. *Beton- und Stahlbeton* **105** (8), Editorial 485, 2010.
- [3.19] [Budelmann-07] Budelmann, H.: Bauwerksüberwachung – mehr als Messen. *Beton- und Stahlbeton* **102** (12), Editorial 811, 2007.
- [3.20] [Budelmann-06] Budelmann, H.: Monitoring an Betonbauwerken: Sensoren, Methoden, Erfahrungen. In [3.68], 101-114, 2006.
- [3.21] [Buff et al-12] Buff, H.; Friedmann, A.; Mayer, D.: Entwicklung und Umsetzung eines Systems zur autonomen Schwingungsanalyse. In: 4. VDI-Fachtagung Bau-dynamik, Kassel, VDI-Berichte **2160**, 305-314, 2012.
- [3.22] [Bungard et al.-10] Bungard, V.; Mahowald, J.; Waldmann, D.; Maas, st. Zürbes, A.: Dynamische Zustandsbewertung einer Verbundbrücke: Beobachtungen äußerer und nichtlinearer Einflüsse auf die modalen Eigenschaften. *Beton- und Stahlbeton* **105** (8), 509-520, 2010. DOI: 10.1002/best.201000027
- [3.23] [Burkert et al.-06] Burkert, A.; Eich, G.; Bässler, R.; Isecke, B.: Corrosion Monitoring im Bauwesen. In [3.68], 115-135, 2006.
- [3.24] [Buschmeyer et al.-07] Buschmeyer, W.; Schnellenbach-Held, M.; Lubasch, P.: Schwerlastverkehr auf Bundesfernstraßen – Erfassung, Erhaltungsbedarf für Brücken, Schlussbericht, Institut für Massivbau, Universität Duisburg Essen, Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), FE 15.0388/2003/GRB, 2007.
- [3.25] [Buschmeyer/Lubach-06] Buschmeyer, W.; Lubach, P.: Temperaturbeanspruchung von Straßenbrücken aus Beton. *Bauingenieur* **81** (4), 186-194, 2006.
- [3.26] [Cervenka-08] Cervenka, V.: Global Safety Format for Nonlinear Calculation of Reinforced Concrete. *Beton- und Stahlbeton* **103**, Special Edition, 37-42, 2008. DOI: 10.1002/best.200810117
- [3.27] [COST 323] COST 323 – European Spezifikation on Weigh-in-Motion of Road Vehicles. EUCO COST/323/8/99, LCPC, Paris, 1999.
- [3.28] [COST 345/2&3] COST 345 – Procedures required for assessing highway structures. Joint report of working groups 2 and 3: Methods used in European States to inspect and assess the condition of highway structures. European Co-operation in the field of scientific and technical research. European Commission Directorate General Transport.

- [3.29] [COST 345/4&5] COST 345 – Procedures required for assessing highway structures. Report of working groups 4 and 5: Numerical technics for safety and serviceability assessment. Co-operation in the field of scientific and technical research. European Commission Directorate General Transport.
- [3.30] [Czentner et al.-10] Czentner, G.; Fiedler, L.; Kapphahn, G.; Steffens, K.: Deutsches Archäologisches Institut DAI in ROM – Hybrider Tragsicherheitsnachweis für Bibliothekslasten und Erdbeben. *Bautechnik* **87** (3), 127-132, 2010. ISSN 0932-8351 A1556
- [3.31] [Demirtas-11] Demirtas, N.: Prüfungen an Bauwerken – Besonderheiten von Dauermessungen und Monitoringverfahren. Diplomarbeit, Institut für Massivbau, Leibniz Universität Hannover, 2011.
- [3.32] [DGZfP] Deutsche Gesellschaft für zerstörungsfreie Prüfung: <http://www.dgzfp.de>
- [3.33] [Dietsche/Jäger-03] Dietsche, K. H.; Jäger, Th.: Kraftfahrtechnisches Taschenbuch. 25. Auflage, Friedr. Vieweg & Sohn Verlag, Wiesbaden 2003, ISBN –528-23876-3.
- [3.34] [Döbling et al.-96] Döbling, S. W.; Farrar, C. R.; Prime, M. B.: Damage identification and health monitoring of structural and mechanical systems from changes in their vibration characteristics: a literature review. Report Num. LA-13070-MS, Los Alamos National Laboratory, 1996.
- [3.35] [Eichinger-03] Eichinger, E. M.: Beurteilung der Zuverlässigkeit bestehender Massivbrücken mit Hilfe probabilistischer Methoden. DISSERTATION, TU Wien, 2003.
- [3.36] [Enevoldsen-99] Enevoldsen, I.: Practical experience with probability-based assessment of bridges. NVF Brochotunnelseminarium I Finska Lappland, Rovaniemi, 1999.
- [3.37] [Espert/Krug-09] Espert, M.; Krug, M.: Schleuse Bamberg – Instandsetzung östliche Kammerwand: Höchste Anforderungen an Planung und Ausführung. *Bauingenieur* **84** (3), 119-131, 2009.
- [3.38] [Ewins-84] Ewins, D. J.: Modal testing: theory and practice. New York: John Wiley & Sons, 1984.
- [3.39] [Faber-08a] Faber, M. H.: Risk and Safety in Civil, Surveying and Environmental Engineering. Lecture Notes, ETH Zürich, 2008.
- [3.40] [Faber-08b] Faber, M. H.: Risk Assessment in Engineering – Principles, System Representation & Risk criteria, JCSS Joint Committee on Structural Safety, 2008.
- [3.41] [Faber et al.-06] Faber, M. H.; Straub, D.; Maes, M.: A computational framework for risk assessment of RC structures using indicators. In: *computer-aided civil and Infrastructural engineering* **21**, 2006.
- [3.42] [Faber/Sørensen-02] Faber, M. H.; Sørensen, J. D.: Indicators for Inspection and maintenance planning of concrete structures. *Structural Safety* **24**, 2002.
- [3.43] [Faber et al.-00] Faber, M. H.; Dimitri, V. V.; Steward, M. G: Proof load testing for bridge assessment and upgrading. *Engineering Structures* **22** (12), 1677-1689, 2000.
- [3.44] [Faber et al.-98] Faber, M. H.; Val, D.; Steward, M.: Target Proof Loads for Bridge assessment. Research Report No. 166.09.1998, ISBN 07259 10437, The University of Newcastle, Australia, 1998.
- [3.45] [Fastrich/Girmscheid] Fastrich, D.; Girmscheid, G.: Optimierungsmodell – Deterministische, lebenszyklusorientierte, dynamische Optimierung der Straßenunterhaltungsmaßnahmen. *Bauingenieur* **85** (9), 385-392, 2010.

- [3.46] [Frangopol-08] Frangopol, D. M. et al.: Use of monitoring extreme data for the performance prediction of structures: general approach. *Engineering Structures* **30** (12), 3644-3653, 2008.
- [3.47] [fib 10-00] (Task Group Bond Models): *fib* CEB-FIP bulletin **10**: State-of-art report prepared by task group „Bond Models“. Federation internationale du beton (fib), Lausanne, 2000.
- [3.48] [Fiedler et al.-11] Fiedler, L.; Hahn, G.; Kapphahn, G.; Steffens, K.: Belastungsversuche als Voraussetzung für die Umnutzung von Industriegebäuden. *Beton- und Stahlbetonbau* **88** (11), 811-813, 2011. DOI: 10.1002/bate.201101509
- [3.49] [Fingerloos/Schnell-09] Fingerloos, F.; Schnell, J.: Tragwerksplanung im Bestand. *BetonKalender* 2009, Band 2, 3-51. Ernst&Sohn, Berlin, 2009.
- [3.50] [Fink/Rohrbach-58] Fink, K.; Rohrbach, Ch.: Handbuch der Spannungs- und Dehnungsmessung. VDI-Verlag, Düsseldorf, 1958.
- [3.51] [Fischer/Schnell-10] Fischer, A.; Schnell, J.: Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte zum Nachweis von Stahlbetonbauteilen im Bestand. *Bauingenieur* **85**, Juli/August, 315-323, 2010.
- [3.52] [Fischer-06] Fischer, L.: Europäische Baunormen im Test – Charakteristische Werte nach DIN EN 1990, DIN EN 1926 und DIN EN 13162. *Bautechnik* **83** (5), 351-364, 2006.
- [3.53] [Frangopol et al.-07] Frangopol, D. M.; Liu, M.: Maintenance and management of civil infrastructure based on condition, safety, optimization and life-cycle cost. *Structure and Infrastructure Engineering* **3** (1), 29-41, March 2007.
- [3.54] [Frangopol et al.-08] Frangopol, D. M.; Strauss, A.; Kim, S.: Bridge Reliability Assessment Based on Monitoring. *Journal of Bridge Engineering* **12** (3), 258-270, 2008.
- [3.55] [Freundt et al.-12] Freundt, U.; Böning, S.; Kaschner, R.: Einwirkungen aus Straßenverkehr für Bestandsbrücken. *Bauingenieur* **87** (1), 10-14, 2012.
- [3.56] [Freundt et al.-11] Freundt, U.; Böning, S.; Kaschner, R.: Straßenbrücken zwischen aktuellem und zukünftigen Verkehr – Straßenverkehrslasten nach DIN EN 1991-2/NA. *Beton- und Stahlbetonbau* **106** (11), 736-746, 2011. DOI: 10.1002/best.201100050.
- [3.57] [Friebel-11] Friebel, W.-D.: Bauwerkserhaltung und Monitoring im deutschen Ingenieurbau – eine spannende Zukunftsaufgabe. Brückentagung 2011, 18.-20.5.2011, Wien.
- [3.58] [Fujino/Lind-77] Fujino, Y.; Lind, N. C.: Proof-Load Factors and Reliability. *Journal of Structural Engineering*, ASCE **103** (S), 1977.
- [3.59] [Gehlen et al.-10] Gehlen, Chr.; Greve-Dierfeld, S.: Optimierte Zustandsprognose durch kombinierte Verfahren. *Beton- und Stahlbetonbau* **105** (3), 163-174, 2010.
- [3.60] [Geier/Deix-05] Geier, R.; Deix, S.: Online-Überwachung der Wiener Reichsbrücke. *Beton- und Stahlbetonbau* **100** (12), 997-1002, 2005.
- [3.61] [Geißler et al.-09] Geißler, K.; Knaack, H.-U.; Bolle, G.; Marx, St.: Messtechnische Konzepte in den Regelwerken von Infrastrukturbetreibern – neuer Modul 805.0104 der Richtlinie 805. In [3.159], 57-68, 2009.
- [3.62] [Gonzales-01] Gonzales, A.: Developement of Accurate Methods of Weighing Trucks in Motion. PHD THESIS, Trinity College Dublin, 2001.
- [3.63] [Graubner et al.-10] Graubner, C.-A.; Baumgärtner, U.; Fischer, O.; Haardt, P.; Knauff, A.; Putz, A.: Nachhaltigkeitsbewertung für die Infrastruktur. *Bauingenieur* **85**, 331-340, Juli/August 2010.

- [3.64] [Graubner et al.-06] Graubner, C.-A.; Duda, H.; Spengler, M.: Monitoring im Brückenbau – Messverfahren und deren praktische Anwendung. In [3.68], 184-201, 2006.
- [3.65] [Große/Krüger-06] Große, Chr.; Krüger, M.: Drahtlose Sensortechnik für die Dauerüberwachung von Bauwerken. In [3.68], 202-214, 2006.
- [3.66] [Große-04] Große, Christian U.: Akustische Verfahren zur zerstörungsfreien Prüfung von Baustoffen und Bauteilen. HABILITATIONSSCHRIFT, Universität Stuttgart, 2004.
- [3.67] [Große et al.-02] Große, Chr.; Finck, F.; Kurz, J. H.: Grundlagen der signalbasierten Schallemissionsanalyse in Bauwesen. In [3.162], 17-24, 2002.
- [3.68] [Grübl-06] Freunde des Instituts für Massivbau der Technischen Universität Darmstadt e.V.(Hrsg.): Sicherheitsgewinn durch Monitoring? Zum 65. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Peter Grübl. Selbstverlag, ISBN 978-3-9808875-1-9, Darmstadt, 2006.
- [3.69] [GUM-93] Guide to the expression of Uncertainty in measurement (GUM), first edition 1993, corrected and reprinted 1995, International Organisation for Standardization (ISO), Geneva, 1993.
- [3.70] [Gutermann et al.-11] Gutermann, M.; Schröder, C.: 10 Jahre Belastungsfahrzeug BELFA. *Bautechnik* **88** (3), 199-204, 2011.
- [3.71] [Gutermann-02] Gutermann, M.: Ein Beitrag zur experimentell gestützten Trag sicherheitsbewertung von Massivbrücken. DISSERTATION, TU Dresden, 2002.
- [3.72] [Gutermann/Steffens-02] Gutermann, M.; Steffens, K.: Belastungsversuche an Brücken. In [3.162], 113-121, 2002.
- [3.73] [Haardt-10] Haardt, P.: Vom schadensbasierten zum zuverlässigkeitsorientierten Erhaltungsmanagement für Brückenbauwerke der Bundesfernstraßen, Abschluss-Symposium 2010.
- [3.74] [Haardt-03] Haardt, P.: Entwicklung eines Bauwerks Management-Systems für das deutsche Fernstraßennetz – Stufen 1 und 2. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau, Heft **B43**, Bergisch Gladbach, 2003.
- [3.75] [Haardt-02] Haardt, P.: Entwicklung eines Bauwerks-Management-Systems für das deutsche Fernstraßennetz – Stufe 1 und 2. Schlussbericht zum AP-Projekt 99 245. Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), 2002.
- [3.76] [Haardt-99b] Haardt, P.: Konzeption eines Managementsystems zur Erhaltung von Brücken- und Ingenieurbauten. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau, Heft **B25**, Bergisch Gladbach, 1999.
- [3.77] [Haardt-99a] Haardt, P.: Algorithmen zur Zustandsbewertung von Ingenieurbauwerken. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau, Heft **B22**, Bergisch Gladbach, 1999.
- [3.78] [Hariri-7] Hariri, K: Bauwerksmonitoring und Messtechnik I. Vorlesungsunterlagen Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 2007.
- [3.79] [HBM-08] Hottinger Baldwin Messtechnik: Dokumentation Messverstärker MGCplus, 2008.
- [3.80] [Hillemeier/Walther-11] Hillemeier, B.; Walther, A.: Die Überprüfung von Spannbetonkonstruktionen auf Unversehrtheit der Spannglieder. *Bautechnik* **88** (11), 805-810, 2011. DOI: 10.1002/bate.201101520.

- [3.81] [Holst-10] Holst, R.: Das Bauwerk-Management-System (BMS) für den Bereich der Bundesfernstraßen. NTH-Bau Seminar am 4.11.2010 in Braunschweig, 2010.
- [3.82] [Holst-08] Holst, Alexander: Korrosionsmonitoring und Bruchortung vorgespannter Zugglieder in Bauwerken. DISSERTATION Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig 2007, Technische Uni Braunschweig, ISBN 978-3-89288-179-7 und Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft **573**, Beuth-Verlag, Berlin 2008, ISBN 978-3-410-65046-1
- [3.83] [Holst et al.-07] Holst, A.; Budelmann, H.; Hariri, K.; Wichmann, H.-J.: Korrosionsmonitoring und Bruchortung in Spannbetonbauwerken – Möglichkeiten und Grenzen. *Beton- und Stahlbetonbau* **102** (12), 835-847, 2007.
- [3.84] [Holst-06] Holst, R.: Entwicklung eines Bauwerks-Management-Systems für das deutsche Fernstraßennetz, Stufe 3. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau, Heft **B50**, Bergisch Gladbach, 2006.
- [3.85] [Hossdorf-71] Hossdorf, H.: Modellstatik, Bauverlag, Berlin, 1971.
- [3.86] [Hosser et. al.-04] Hosser, D.; Klinzmann, Chr.; Schnetgöke, R.: Optimization of structural monitoring using reliability-based system assessment. Proceedings of the 2nd European Workshop on Structural Health Monitoring, 2004.
- [3.87] [Holst et al.-10] Holst, A.; Budelmann, H.; Wichmann, H.-J.: Korrosionsmonitoring von Stahlbetonbauwerken als Element des Lebensdauer-Managements – Einsatz innovativer Drahtsensorik zur Überwachung der Bewehrungskorrosion. *Beton- und Stahlbetonbau* **105** (12), 756-769, 2010. DOI: 10.1002/best.201000066
- [3.88] [IRD-01] International Road Dynamics Inc.: Weigh-In-Motion Technology Comparisons. Technical Brief, January 2001.
- [3.89] [ISHMII-12] International Society for Structural Health Monitoring: www.ishmii.org.
- [3.90] [JCGM-09] Evaluation of measurement data – An introduction to the „Guide to the expression of uncertainty in measurement“ and related documents. JCGM 104, 2009.
- [3.91] [Jobmann et al.-00] Jobmann, M.; Fischer, S.; Voet, M.: Entwicklung und Erprobung redundanter faseroptischer Meßsysteme mit Selbstkontrolle zur Endlagerüberwachung. Abschlußbericht Band I (Zusammenfassung und Auswertung). Deutsche Gesellschaft zum Bau und Betrieb von Endlagern für Abfallstoffe mbH (DBE), Januar 2000.
- [3.92] [Kapphahn-99] Kapphahn, G.: Schallemissionsanalyse (SEA) bei experimentellen Tragwerksuntersuchungen. In: Fachtagung Bauwerksdiagnose, München, DGZfP-Berichtsband 66-CD, 251-256, 1999.
- [3.93] [Karakas/Hegger-08] Karakas, A.; Hegger, J.: Bewertung von Brücken. 49. DAfStb Kolloquium, Aachen, 116-125, 2008.
- [3.94] [Keil et al-11] Keil, A.; Orlowsky, J.; Raupach, M.: Einsatz eines mobilen NMR-Sensors als zerstörungsfreies Messsystem in der Bauwerkserhaltung. *Bautechnik* **98** (11), 741-748, 2011.
- [3.95] [Klitzmann-08] Klinzmann, Christoph: Methodik zur computergestützten, probabilistischen Bauwerksbewertung unter Einbeziehung von Bauwerksmonitoring. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Band 203 2008, XII, 182 S., ISBN 978-3-89288-186-5.
- [3.96] [Knaack et al.-03] Knaack, H.-U.; Schröder, C.; Slowik, V.; Steffens, K.: Belastungsversuche an Eisenbahnbrücken mit dem Belastungsfahrzeug BELFA-DB. *Bautechnik* **80** (1), 1-8, 2003.

- [3.97] [Krause et al.-99] Krause, M.; Krieger, J.; Wiggerhauser, H.: Erprobung und Bewertung zerstörungsfreier Prüfverfahren für Betonbrücken. *Bautechnik* **76** (1), 16-26, 1999.
- [3.98] [Krause et al.-07] Krause, H.-J.; Rath, E.; Sawade, G.; Dumat, F.: Radar-Magnet-Betontest – Eine neue Methode zur Bestimmung der Feuchte und des Chloridgehalts von Brückenfahrbahnplatten aus Beton. *Beton- und Stahlbetonbau* **102** (12), 825-834, 2007.
- [3.99] [Krepels/Gommola-11] Krepels, P.; Gommola, G.: Messtechnische Ermittlung des Systemtragverhaltens der Fehmarnsundbrücke als Grundlage für eine realitätsnahe Bewertung (Bewertungsprofil nach Richtlinie 8n5). In [3.158], 139-148, 2011.
- [3.100] [Kroggel et al.-05] Kroggel, O.; Wilhelm, T.: Betongedächtnis – „Concrete memory“ – Nachträgliche Ermittlung der aufgetretenen Maximalbeanspruchungen im Betonquerschnitt. In [3.161], 137-146, 2005.
- [3.101] [Krüger/Große-07] Krüger, M.; Große, Chr. U.: Beitrag zur intelligenten Bauwerksüberwachung mit drahtlosen Sensornetzwerken. *Bautechnik* **84** (7), 502-508, 2007.
- [3.102] [Krüger/Große-10] Krüger, M.; Große, Chr.: Einsatz von Sensorik an Brückenbauwerken. Schlussbericht FE 88.0001/2009 im Auftrag der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), Stuttgart, 26.2.2010.
- [3.103] [Liebig-11] Liebig, Jan Peter: Untersuchung und Weiterentwicklung der Verkehrslastmodelle für Straßenbrücken anhand von Bauwerksmessungen. DISSERTATION, Leibniz Universität Hannover, 2011.
- [3.104] [Liebig et al.-11] Liebig, Jan Peter; Grünberg, Jürgen; Paffenholz, Jens-André; Vennegeerts, Harald: Taktile und laserbasierte Messverfahren für die messtechnische Überwachung einer Autobahnbrücke. *Bautechnik* **88** (11), 749–756, 2011.
- [3.105] [Lierse-02] Lierse, J.: Dehnungsaufnehmer für Beanspruchungen im Innern von Betonbauteilen. In [3.162], 235-244, 2002.
- [3.106] [Lierse-80] Lierse, J.: Dehnungs- und Durchbiegungsmessungen an Massivbauwerken. Werner, Düsseldorf, 1980.
- [3.107] [Lubasch-09] Lubasch, P.: Identifikation von Verkehrslasten unter Einsatz von Methoden des Soft Computing, DISSERTATION Universität Duisburg-Essen, 2009.
- [3.108] [Maljaars et al.-12] Maljaars, J.; Steenbergen, R.; Abspoel, L.: Safety Assessment of Existing Highways Bridges and Viaducts. *Structural Engineering International*, **22** (1), 112-120, February 2012.
- [3.109] [Manleitner et al.-01] Manleitner S.; Opitz, H.; Steffens K.: Belastungsversuche an Betonbauwerken. Eine neue Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. *Beton- und Stahlbetonbau* **96** (7), 488-494, 2001.
- [3.110] [Marx et al.-11] Marx, St.; Schacht, G.; Maas, H.-G.; Koschitzki, R.; Bolle, G.: Versuchsgrenzlastindikatoren bei Belastungsversuchen. Forschungsvorhaben Zukunft Bau, Abschlussbericht, Institut für Massivbau, TU Dresden, 2011.
- [3.111] [Mahowald et al.-12] Mahowald, J.; Maas, St.; Scherbaum, F.; Waldmann, D.; Zuerbes, A.: Dynamische Methoden zur Schadensidentifikation an einer kontinuierlich geschädigten vorgespannten Zweifeldbrücke. 4. VDI-Fachtagung Baudynamik, Kassel, VDI-Berichte 2160, 247-258, 2012.
- [3.112] [Maurer/Bäätjer-07] Maurer, R.; Bäätjer, G.: Sicherheit von Spannbetonbrücken – Entwicklung von Konstruktions- und Bemessungsgrundsätzen in Deutschland. *Bauingenieur* **82** (1), 1-13, 2007.

- [3.113] [Maurer et al.-11] Maurer, R.; Arnold, A.; Müller, M.: Auswirkungen aus dem neuen Verkehrslastmodell nach DIN EN 1991-2/NA bei Betonbrücken. *Beton- und Stahlbetonbau* **106** (11), 747-759, 2011.
- [3.114] [Mehdianpour-03] Mehdianpour, M.: Lebensdauervorhersage von ermüdungsbeanspruchten Stahltragwerken mit Hilfe von Monitoring und begleitenden Versuchen. DISSERTATION, TU Braunschweig, 2003.
- [3.115] [Moses et al-94] Moses, F.; Lebet, J.P.; Bez, R.: Applications of Field testing to Bridge Evaluation. *Journal of Structural Engineering ASCE* **120** (6), 1745-1762, 1994.
- [3.116] [Moses-79] Moses, F.: Weigh-in-Motion System using instrumented bridges. *ASCE Transportation Engineering Journal* **105** (3), 233-249, 1979.
- [3.117] [Müller et al.-08] Müller, H. S.; Vogel, M.: Lebenszyklusmanagement im Betonbau. *Beton* **58** (5), 206-214, 2008.
- [3.118] [Müller-71] Müller, R. K.: Handbuch der Modellstatik. Springer, Berlin, 1971.
- [3.119] [Müller-64] Müller, R. K.: Der Einfluss der Messlänge auf die Ergebnisse bei Dehnungsmessungen an Beton. *Beton* **14** (5), 205-208, 1964.
- [3.120] [Naumann-10b] Naumann, J.: Brücken und Schwerverkehr – Strategie zur Erächtigung des Brückenbestands in Bundesfernstraßen. *Bauingenieur* **85** (5), 210-216, 2010.
- [3.121] [Naumann-10a] Naumann, J.: Brücken und Schwerverkehr – eine Bestandsaufnahme. *Bauingenieur* **85** (1), 1-9, 2010.
- [3.122] [Naumann-11] Naumann, J.: Brückenertächtigung jetzt – Ein wichtiger Beitrag zur Sicherung der Mobilität auf Bundesfernstraßen. Heft **22** in der Heftreihe Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e. V., 2011.
- [3.123] [Nicolay/Dornauer-92] Nicolay, J.; Dornauer, H.: Prüfverfahren im Vergleich – Prüfeinflüsse bei der Bestimmung der Betondruckfestigkeiten. *Beton* [7/1992], 384-387, 1992.
- [3.124] [Niemeier/Katrycz-00] Niemeier, W.; Katrycz, W.: Geodätische Sensoren und Methoden zur Bauwerksüberwachung. SFB 477 – Tagungsband Kolloquium 2000, 73-76.
- [3.125] [Nyce-03] David S. Nyce: Linear Position Sensors: Theory and Application, New Jersey, John Wiley & Sons Inc. (2003)
- [3.126] [Novak et al.-07] Novak, B.; Brosge, S.; Barthel, K.; Pfisterer, W.: Anpassung des Verkehrslastmodells des DIN FB 101 für kommunale Brücken. *Beton- und Stahlbetonbau* **102** (5), 271-279, 2007.
- [3.127] [Opitz/Quade-11] Opitz, H.; Quade, J. : 10 Jahre Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton „Belastungsversuche an Betonbauwerken“ – Erfahrungen und Ausblick. In [3.158], 81-93, 2011.
- [3.128] [Opitz-02] Opitz, H.: Beurteilung der Tragsicherheit von Bauwerken durch Belastungsversuche am Beispiel eines Kaufhauses in Chemnitz. In [3.162], 101-111, 2002.
- [3.129] [Opitz-95] Opitz, R.: Erfahrungen in der Anwendbarkeit von Wiegeplatten und Piezosensoren beim dynamischen Wiegen von Straßenfahrzeugen und ihrer Achsen. First European WIM Konferenz , Zürich, 1995.
- [3.130] [Opitz-92] Opitz, H.: Experimenteller Nachweis der Trag- und Nutzungsfähigkeit bestehender Bauwerke und Bauwerksteile aus Stahlbeton und Spannbeton. HABILITATIONSSCHRIFT, TU Dresden, Fakultät Bau-, Wasser- und Forstwesen, 1992.

- [3.131] [Paul-68] Paul, F.: Einfluß der Meßlänge von Dehnungmeßstreifen und der Kornzusammensetzung auf die Ergebnisse der Dehnungsmessungen. *Bauplanung – Bautechnik* **22** (3), 112-114, 1968.
- [3.132] [Peil et al.-07] Peil, U.; Frenz, M.; Loppe, St.: Bauwerksüberwachung – Warum und Wie. In [3.160], 5-30, 2007.
- [3.133] [Peil/Frenz-04] Peil, U.; Frenz, M.: Lebensdauervorhersage von ermüdungsbeanspruchten Bauwerken durch Monitoring und begleitende Versuche. SFB 477, Teilprojekt B3. Arbeitsbericht 2001-2003. Technische Universität Braunschweig, 2004.
- [3.134] [Pitloun-71] Pitloun, R.: Schwingende Balken – Berechnungstabellen, Eigenfrequenzen und dynamische Biegelinien für Einfeld- und Durchlaufträger mit Punktmassen, übertragenden Enden und elastischen Lagerungen. Verlag für Bauwesen, Berlin, 1971.
- [3.135] [Pircher et al.-09] Pircher, M.; Lechner, B.; Mariani, O.; Kammersberger, A.: Schädigung einer schlaff bewehrten Betonbrücke durch Verkehrsbelastung. *Beton- und Stahlbetonbau* **104** (3), 154-163, 2009.
- [3.136] [Quade/Tschötschel-93] Quade, J.; Tschötschel, M. (Hrsg.): Experimentelle Baumechanik. Meß- und Belastungstechnik, Modell- und Originalversuche, In-situ-Versuche. Werner-Verlag, 1993.
- [3.137] [Rackwitz-81] Rackwitz, R.: Zur Statistik von Eignungs- und Zulassungsversuchen für Bauteile. *Bauingenieur* **56**, 103-107, 1981.
- [3.138] [Reiterer et al.-08] Reiterer, M.; Praxmarer, L.; Kammersberger, A.: Maintenance und Monitoring – Dauermonitoring zur Optimierung der Nutzungsdauer einer Brücke. *Beton- und Stahlbetonbau* **103** (2), 103-111, 2008.
- [3.139] [Roloff/Kohlbrei-05] Roloff, J.; Kohlbrei, U.: Monitoring als Grundlage für Instandhaltung und Verfügbarkeit. In [3.161], 225-236, 2005.
- [3.140] [Rombach-07] Rombach, G. A.: Probleme bei der Berechnung von Stahlbetonkonstruktionen mittels dreidimensionalen Gesamtmodellen. *Beton- und Stahlbetonbau* **102** (4), 207-214, 2007.
- [3.141] [Rombach-06] Rombach, G. A.: Anwendung der Finite Elemente Methode im Betonbau. Ernst&Sohn, Berlin, 2006.
- [3.142] [Rücker-00] Rücker, W.: Dauerüberwachung – ein wichtiger Bestandteil von Bauwerksmanagementsystemen. In [SEUB-00] [3.163], 90-108, 2000.
- [3.143] [Runge-83] Runge, Th.: Die Definition des Erschöpfungszustandes der Tragfähigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonelementen in der experimentellen Erprobung. DISSERTATION, TU Dresden, 1983.
- [3.144] [Santa/Bergmeister-06] Santa, U.; Bergmeister, K.: Monitoring von Bauwerken im europäischen Vergleich – Abschnitt 2: Kontinuierliche Überwachung von Autobahnbrücken. In [3.68], 69-84, 2006.
- [3.145] [Schacht-13] Schacht, G.: Experimentelle Bewertung der Schubtragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen. DISSERTATION, TU Dresden, 2013.
- [3.146] [Schacht et al.-11] Schacht, G.; Bolle, G.; Marx, St.: Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung. *Bautechnik* **88** (11), 757-764, 2011.
- [3.147] [Schäper-10] Schäper, M.: Zur Anwendung der logarithmischen Normalverteilung in der Materialprüfung. *Bautechnik* **87** (9), 541-549, 2010.

- [3.148] [Schießl/Mayer-09] Schießl, P.; Mayer, T. F.: Lebensdauermanagement von Stahlbetonbauwerken. *Beton- und Stahlbetonbau* **104** (11), 747-753, 2009.
- [3.149] [Schmidt/Six-07] Schmidt, H.; Six, M.: Probabilistische Modellierung hochfester Stahlbetonstützen in Hochhäusern. *Beton- und Stahlbetonbau* **102** (12), 859-868, 2007.
- [3.150] [Schneck-11] Schneck, U.: Erweiterte elektrochemische Messungen zur objektbezogenen Beurteilung von Korrosion an Stahl- und Spannbetonbrücken. In [3.158], S. 69-80, Dresden, 2011.
- [3.151] [Schnell et al.-10] Anwendung des semi-probabilistischen Bemessungskonzepts auf Bestandsbauwerke aus Stahlbeton. In 14. Dresdner Baustatik-Seminar „Zuverlässigkeit und Robustheit von Tragwerken“, Seite. 47-68, ISSN 1615-9705, Dresden, 2010.
- [3.152] [Schnell et al.-12] Schnell, J.; Loch, M.; Zilch, K.; Dunkelberg, D.: Erläuterungen und Hintergründe zu den Werkstoffkennwerten der Nachrechnungsrichtlinie für bestehende Straßenbrücken aus Beton. *Bauingenieur* **87** (1), 1-9, 2012.
- [3.153] [Schnellenbach-Held-07] Schnellenbach-Held, Martina; Buschmeyer, Wilhelm; Lubasch, Peer: Erfassung der Verkehrsbelastung – die Brücke, die zählt 2007. In „Festkolloquium zum 50-jährigen Bestehen des Instituts für Massivbau“, Institut für Massivbau, Leibniz Universität Hannover, 2007.
- [3.154] [Schubert-02] Schubert, St.: 11 Jahre Forschungs-Kooperation EXTRA/BELFA. In [3.162], 285-292, 2002.
- [3.155] [Schubert et al.-03] Schubert, F.; Große, Chr.; Krüger, M.; Frankenstein, B.; Hentschel, D.; Uddin, F.: Von MEMS und Motes – Ein Blick in die mögliche Zukunft des Bauwerk-Monitorings mit Hilfe intelligenter Sensornetzwerke. In [3.161], 197-212, 2005.
- [3.156] [Schwarz-11] Schwarz, W.: Leistungspotentiale spezieller messtechnischer Verfahren für experimentelle Untersuchungen im Bauwesen. In [3.158]. S. 33-45.
- [3.157] [Schwitzke et al.-10] Schwitzke, Marko; Freyer, Thomas; Launert, Benjamin; Bachmann, Volkmar; Noack, Matthias: Methodische Ansätze zum Rissmonitoring an Bauteilen durch automatisierte digitale Analyse. *Bauingenieur* **85** (11), 455-459, 2010.
- [3.158] [SEUB-11] Curbach, M.; Opitz, H.; Scheerer, S.; Hampel, T. (Hrsg.): 6. Symposium Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen. Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau Dresden, Heft 24, 2011. ISSN 1613-6934.
- [3.159] [SEUB-09] Marx, St.; Opitz, H.; Curbach, M. (Hrsg.): 5. Symposium Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen. Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau Dresden, Heft 18, 2009. ISSN 1613-6934.
- [3.160] [SEUB-07] Curbach, M.; Opitz, H.; Marx, St. (Hrsg.): 4. Symposium Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen. Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau Dresden, Heft 12, 2007. ISSN 1613-6934.
- [3.161] [SEUB-05] Curbach, M.; Opitz, H.; Marx, St.; Kretschmar, F.; Weiland, S. (Hrsg.): 3. Symposium Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen. Institut für Massivbau, TU Dresden, 2005. ISBN 3-86005-476-7.
- [3.162] [SEUB-02] Curbach, M.; Graße, W.; Haim, H.-D.; Opitz, H.; Schorn, H.; Stritzke, J. (Hrsg.): 2. Symposium Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen. Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau Dresden, Heft 17, 2002. ISSN 0947-4218.

- [3.163] [SEUB-00] Curbach, M.; Graße, W.; Haim, H.-D.; Opitz, H.; Schorn, H.; Stritzke, J. (Hrsg.): 1. Symposium Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen. Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau Dresden, Heft 11, 2000. ISSN 0947-4218.
- [3.164] [SIB] SIB-Bauwerke: siehe www.bast.de. Entwicklung der Straßenbauverwaltungen von Bund und Ländern, Vertrieb durch www.wpm-ingenieure.de
- [3.165] [Slowik et al.-05] Slowik, V.; Fiedler, L.; Kapphahn, G.: Zur kombinierten Anwendung experimenteller und rechnerischer Methoden bei der Tragsicherheitsbewertung bestehender Massivbauwerke. In [3.161], 157-168.
- [3.166] [Slowik et al.-03] Slowik, V.; Sommer, R.; Gutermann, M.: Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Straßenbrücken mit Hilfe des Belastungsfahrzeuges BELFA. *Beton- und Stahlbetonbau* **97** (10), 544-549, 2002.
- [3.167] [Sobrinho et al.-02] Sobrinho, J. A.; Pulido, M. D. G.: Towards advanced composite material footbridges. *Structural Engineering International* (SEI) **12** (2), 84-86, 2002.
- [3.168] [Sodeikat-10b] Sodeikat, Chr.: Feuchtesensoren in der Bauwerksüberwachung. *Beton- und Stahlbetonbau* **105** (12), 770-777, 2010. DOI: 10.1002/best. 201000058
- [3.169] [Sodeikat-10a] Sodeikat, Chr.: Merkblatt B2 – Elektrochemische Potentialmessungen zur Detektion von Bewehrungsstahlkorrosion. *Beton- und Stahlbetonbau* **105** (8), 529-538, 2010. DOI: 10.1002/best.201000043
- [3.170] [Sodeikat-06] Sodeikat, C.; Dauberschmidt, C.; Schießl, P.; Gehlen, C.; Kapteina, G.: Korrosionsmonitoring von Stahlbetonbauwerken für Public Private Partnership. *Beton- und Stahlbetonbau* **101** (12), 932-942, 2006.
- [3.171] [Sommer/Siebert-04] Sommer, H.-D.; Siebert, B.R.L.: Grundlagen und praktische Umsetzung der Messunsicherheitsbestimmung nach GUM. in VDI-Berichte Nr. **1867**, 2004.
- [3.172] [Spaethe-94] Spaethe, G.: Die Beeinflussung der Sicherheit eines Tragwerkes durch Probelastung. *Bauingenieur* **69**, 459-468, 1994.
- [3.173] [Spaethe-97] Spaethe, G.: Der Sicherheitsnachweis bei experimenteller Tragfähigkeitsprüfung von Bauelementen in bestehenden Bauwerken. *Bauingenieur* **72**, 85-92, 1997.
- [3.174] [Speer-71] Speer, S.: Experimentelle Spannungsanalyse – Modellstatik. Teubner, Leipzig, 1971.
- [3.175] [SPP1182] DFG-Schwerpunktprogramm 1182 „Nachhaltiges Bauen mit Ultra-Hochfestem Beton zur Leistungssteigerung, Umweltentlastung und Kostensenkung im Betonbau“ mit Beteiligung von bundesweit 16 Forschungseinrichtungen, 2006-2012.
- [3.176] [Springer-89] Springer, G.: Fachkunde Elektrotechnik. 18. Auflage, Verlag Europa-Lehrmittel, Wuppertal 1989, ISBN 3-8085-3018-9
- [3.177] [Steffens-02] Steffens, K. (Hrsg.): Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken: Grundlagen und Anwendungsbeispiele. Bauingenieurpraxis, Ernst & Sohn Verlag, Berlin Januar 2002, ISBN 3-433-01748-4.
- [3.178] [Steffens-02] Steffens, K.: Entwicklung, Bau und Erprobung eines Belastungsfahrzeuges. Eigenverlag, Hochschule Bremen, 2002.
- [3.179] [Steffens-00] Steffens, K.: Ausgewählte Beispiele von Belastungsversuchen im Hoch- und Brückenbau. In [3.163], 45-52, 2000.
- [3.180] [Steffens-99] Steffens, K. (Hrsg.): Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Brücken in situ zur Substanzerhaltung und zur Verminderung der Umweltbelastung.

- Kooperatives Forschungsprojekt 01-RA 9601/6 EXTRA II, Abschlussbericht, Hochschule Bremen, Eigenverlag, 1999.
- [3.181] [Steffens et al.-99] Steffens, K.; Bucher, Ch.; Opitz, H.; Quade, J.; Schwesinger, P.: Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Brücken. *Bautechnik* **76** (1), 1-15, 1999.
- [3.182] [Steffens-95] Steffens, K. (Hrsg.): Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken in situ zum Zwecke der Substanzerhaltung oder Umnutzung (EXTRA I). 1. bis 3. Forschungszwischenbericht 1992 bis 1994. Kooperatives Forschungsprojekt 13 RG 91161, Abschlussbericht, Hochschule Bremen, Eigenverlag, 1995.
- [3.183] [Stempfhuber-10] Stempfhuber, W.: Geodätische Monitoringsysteme – Stand der Technik und Abgrenzung der gegenwärtigen Systeme. ETH Zürich, 2010.
- [3.184] [Stewart/Attard-99] Stewart, M. G.; Attard, M. M.: Reliability and model accuracy for high strength concrete column design. *Journal of Structural Engineering*, 291-300, March 1999.
- [3.185] [Straub et al.-06] Straub, D.; Malionka, V.; Faber, M. H.: Durability performance acceptance criteria for concrete structures. Proceedings: LCC5 5th International Workshop on Life-Cycle Cost Analysis and Design of Civil Infrastructure Systems, 2006.
- [3.186] [Strauss et al.-09] Strauss, A.; Bergmeister, K.; Wendner, R.; Hoffmann, S.: System- und Schadensidentifikation von Betonstrukturen. Betonkalender 2009, Teil 2, 55-134. Ernst&Sohn, Berlin, 2009.
- [3.187] [Strauss et al.-07a] Strauss, A.; Bergmeister, K.; März, S.: Zuverlässigkeitsbetrachtungen exzentrisch belasteter Stahlbetonstützen. *Beton- und Stahlbetonbau* **102** (4), 223-230, 2007.
- [3.188] [Strauss et al.-07b] Strauss, A.; Bergmeister, K.; Santa, U.: Historische Inspektionsstätigkeiten im Ingenieurwesen. *Beton- und Stahlbetonbau* **102** (12), 869-876, 2007. DOI: 10.1002/best.200706046.
- [3.189] [Struck-78] Struck, W.: Zur Berechnung von einseitigen, unteren Grenzwerten bei der statistischen Auswertung von Messergebnissen unter Berücksichtigung von Vorinformationen mittels der Bayes'schen Methode. *Bautechnik* (2), 49-53, 1978.
- [3.190] [Sustainable Bridges] Sustainable Bridges – Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives: Integrated Project in the Sixth Framework Programme on Research, Technological Development and Demonstration, FP6-PLT-001653, www.sustainablebridges.net.
- [3.191] [Taffe et al.-12] Taffe, A.; Feistkorn, S.; Diersch, N.: Erzielbare Detektionstiefen metallischer reflektoren mit dem Impulsradarverfahren an Beton. *Beton- und Stahlbetonbau* **107** (7), 442-450, 2012.
- [3.192] [Taffe-08] Taffe, A.: Zur Validierung quantitativer zerstörungsfreier Prüfverfahren im Stahlbetonbau am Beispiel der Laufzeitmessung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft **574**. Beuth-Verlag, Berlin, 2008.
- [3.193] [Taffe/Gehlen-07] Taffe, A.; Gehlen, Chr.: Anwendung der Zuverlässigkeitsanalyse auf Messungen mit zerstörungsfreien Prüfverfahren am Beispiel der Tunnelinnenschalenprüfung. *Beton- und Stahlbetonbau* **102** (12), 812-824, 2007.
- [3.194] [Taffe-05] Taffe, A.; Wiggerhauser, H.: Zerstörungsfreie Zustandsermittlung und Qualitätssicherung in der Betoninstandsetzung. *Beton und Stahlbeton Spezial* „Erhaltung, Verstärkung, Instandsetzung“, 2-14, 2005.

- [3.195] [Tegtmeier-05] Tegtmeier, F.: DMS-gestützter Dehnungsaufnehmer für Langzeituntersuchungen in Bauwerken. GESA-Symposium 2005 – Strukturanalyse. VDI-Berichte Nr. **1899**, 219-229 2005.
- [3.196] [Thöns-11] Thöns, S.: Monitoring Based Condition Assessment of Offshore Wind Turbine Support Structures. DISSERTATION Nr. 19568, ETH Zürich, 2011.
- [3.197] [TML-08] TML WFLA-6-17 Dehnungsmessstreifen Testdaten nach [3.196], 2008.
- [3.198] [USDT-01] U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Office of Highway Policy Information: Traffic Monitoring Guide – Executive Summary. May 2001.
- [3.199] [Vogel-81] Vogel, G.: Bewertung von Prüfergebnissen von Stahlbeton und Spannbetonelementen zur Festlegung der zulässigen Beanspruchung. DISSERTATION, TU Dresden, 1981.
- [3.200] [Waltering et al.-09] Waltering, M.; Bungard, V.; Waldmann, D.; Maas, St.; Zürbes, A.: Vergleich statischer und dynamischer Methoden zur Zustandsbewertung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. *Beton- und Stahlbetonbau* **104** (10), 628-641, 2009. DOI: 10.1002/best.200900024
- [3.201] [WAVE-00] Report of Work Package 4: Optical WIM systems, technology for the future. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Weigh-in-motion of Road Vehicles for Europe (WAVE). European Commission DG VII – Transport. 4th Framework Programme Transport, 2000.
- [3.202] [WAVE-00] Report of Work Package 3.2: Calibration of WIM systems. Technical Research Centre of Finland, Communities and Infrastructure. Weigh-in-motion of Road Vehicles for Europe (WAVE). European Commission DG VII – Transport. 4th Framework Programme Transport, 2000.
- [3.203] [WAVE-01] Report of Work Package 1.1: Multiple sensor WIM. Weigh-in-motion of Road Vehicles for Europe (WAVE). European Commission DG VII – Transport. 4th Framework Programme Transport, May 2001.
- [3.204] [Weber-30] Weber, M.: Das allgemeine Ähnlichkeitsprinzip der Physik und sein Zusammenhang mit der Dimensionslehre und der Modellwissenschaft. Jahrbuch der Schiffsbautechnischen Gesellschaft, 31. Band, 274-354, 1930.
- [3.205] [Weckenmann et al.-06] Weckenmann, A.; Sommer, K.-D.; Siebert, B.R.L.: Qualität der Messergebnisse – Messunsicherheit nach GUM. *tm – Technisches Messen* **73** (4), 189, 2006.
- [3.206] [Wendner et al.-10] Wendner, R.; Strauss, A.; Guggenberger, Th.; Bergmeister, K.; Teply, B.: Ansatz zur Beurteilung von chloridbelasteten Stahlbetonbauwerken mit Bewertung der Restlebensdauer. *Beton- und Stahlbetonbau* **105** (12), 778-769, 2010. DOI: 10.1002/best.201000049
- [3.207] [Wenzel et al.-12] Wenzel, H.; Höllrigl-Binder, M.; Allmer, H.; Tanaka, H.: Mehrfach nicht-lineares Verhalten von Systemen unter dynamischer Belastung. In: 4. VDI-Fachtagung Baudynamik, Kassel, VDI-Berichte **2160**, 211-221, 2012.
- [3.208] [Wenzel-09a] Wenzel, H.: Typische Fehler in der elektronischen Bauwerksüberwachung. In Baudynamik, 3. VDI-Fachtagung am 14.-15. Mai 2009 in Kassel. VDI-Berichte **2063**, 2009.
- [3.209] [Wenzel-09b] Wenzel, H.: Health Monitoring of Bridges. Wiley, 2009.

- [3.210] [Wenzel et al-99] Wenzel, H.; Pichler, D.; Schedler, R.: Ambiente Schwingungsmessungen zur System- und Schadenserkennung an Tragwerken. *Bauingenieur* **74** (3), 115-123, 1999.
- [3.211] [Wheeler-96] Wheeler, A. N.: Introduction to Engineering Experimentation. Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice Hall, 1996.
- [3.212] [Wicke et al.-87] Wicke, M. et al.: Verfahren zur Vorhersage des Umfanges von Brückensanierungen. Bundesministerium für Wirtschaftliche Angelegenheiten, Wien. Straßenforschung, Heft **338**, 82-100, 1987.
- [3.213] [Wichmann et al.-10] Wichmann, H.-J.; Holst, A.; Budelmann, H.; Laube, M.: Ein neues Messsystem zur Bestimmung der Vorspannkraft in Spanngliedern. *Messtechnik im Bauwesen*, 86-89, Ernst&Sohn Special 2011.
- [3.214] [Wöhnl-09] Wöhl, U.: Bewertung der Bauwerksdruckfestigkeit nach DIN EN 13791. *Beton* (4), 130-137, 2009.
- [3.215] [Zabel et al-12] Zabel, V.; Marwitz, S. J.; Brehm, M.: Optimale Positionierung von Referenzsensoren bei der experimentellen Modalanalyse. In: 4. VDI-Fachtagung Baudynamik, Kassel, VDI-Berichte 2160, 293-304, 2012.
- [3.216] [Zhang/Mahadevan-00] Zhang, R.; Mahadevan, S.: Model uncertainty and Bayesian updating in reliability-based inspection. *Structural Safety* **22** (3), 145-160, 2000.
- [3.217] [Zilch et al.-09] Zilch, K.; Weiher, H.; Gläser, Chr.: Monitoring im Betonbau. Betonkalender 2009, Teil 2, 135-183. Ernst&Sohn, Berlin, 2009.
- [3.218] [Zilch/Weiher-07] Zilch, K.; Weiher, H.: Sicherheit von Spannbetonbrücken – Zustand von Großbrücken im Zuge von Bundesfernstraßen. *Bauingenieur* **82** (1), 14-24, 2007.
- [3.219] [Zilch et al.-01] Zilch, K.; Hennecke, M.; Buba, R.: Kombinationsregeln für Ermüdung – Untersuchung der Grundlagen für Betriebsfestigkeitsnachweise bei Spannbetonbrücken. Heft **824**, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, 2001.
- [3.220] [Zilch/Penka-98] Zilch, K.; Penka, E.: Hochfrequente Langzeitmessungen an Spannbetonbrücken. 1998.

6.5 Literatur zu Kapitel 4: Risiko baulicher Anlagen

- [4.1] [Agarwal-08] Agarwal, P.: Structural Reliability of Offshore Wind Turbines. DISSERTATION, University of Texas at Austin, 2008.
- [4.2] [Airy-1845] Airy, G.: Tides and waves. Encyclopaedia metropolitana, Vol. 5, 241-396.
- [4.3] [BAM-09] IMO-WIND: Integrales Monitoring- und Bewertungssystem für Offshore-Windenergieanlagen. Final research report for InnoNet-Projects 16INO326 and 16INO327. Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM), 2009.
- [4.4] [BAST-10] Bundesanstalt für Straßenwesen: abgeschlossene Forschungsvorhaben 15.395, Auswirkungen des Schwerverkehrs auf Brückenbauwerke, Universität Hannover, Institut für Massivbau, 2010. http://www.bast.de/cln_033/nn_42718/DE/Forschung/abgeschlossene/fp-abgeschlossen-b4.html
- [4.5] [BAST V178-09] Fitschen, A.: Verkehrsentwicklung auf Bundesfernstraßen 2007, Jahresauswertung der automatischen Zählstellen. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST), Verkehrstechnik, Heft **V178**, 2009.

- [4.6] [BMV-88] Bundesminister für verkehr (Hrsg.): Richtlinien für die Berechnung der Ab-lösebeträge der Erhaltungskosten für Brücken und sonstige Ingenieurbauwerke – Ab-löserichtlinien 1980-1988.
- [4.7] [BMV-97] Bundesministerium für Verkehr – Abteilung Straßenbau: Bauwerksprüfung nach DIN 1076 – Bedeutung, Organisation, Kosten. Dortmund: Verkehrsblatt Verlag Borgmann, 5-25, 1997.
- [4.8] [BMVBS-06] Bericht über die Qualität, Dauerhaftigkeit und Sicherheit von Spann-betonbrücken. Vorlage an den Ausschuss für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung des Deutschen Bundestages. Berlin, Januar 2006.
- [4.9] [Bogarth/Bergmeister-99] Bogarth, J.; Bergmeister, K.: Neues Lastmodell für Stra-ßenbrücken. *Bauingenieur* **74** (6), 270-277, 1999.
- [4.10] [Braml/Keuser-09] Braml, Th.; Keuser, M.: Beurteilung der Tragfähigkeit von ge-schädigten Stahlbetonbrücken auf Grundlage der Ergebnisse einer Bauwerksprüfung. *Beton- und Stahlbetonbau* **104** (5), 256-267, 2009.
- [4.11] [Budelmann-10a] Flyer zur Eröffnungsveranstaltung zum NTH-Top-Down-Projekt-verbund „Strategien und Methoden des Life-Cycle-Engineerings – NTH-Bau“ am 6.9.2010 in Braunschweig.
- [4.12] Bundesverband Windenergie. <http://www.wind-energie.de/infocenter/statistiken>
- [4.13] [Buschmeyer et. al.-07] Buschmeyer, W.; Schnellenbach-Held, M.; Lubasch, P.: Schwerlastverkehr auf Bundesfernstraßen – Erfassung, Erhaltungsbedarf für Brücken. Schlussbericht FE 15.0388/2003/GRB. Institut für Massivbau, Universität Duisburg Essen, 2007.
- [4.14] [Calgaro-97] Calgaro, J. A.: ENV 1991-3, Traffic loads on bridges. Road traffic loads calibration of the main loading system. Background studies, February 1997.
- [4.15] [Clauss et al-88] Clauss, G. F.; Lehmann, E.; Ostergaard, C.: Meerestechnische Konstruktionen. Springer Verlag, Berlin, 1988.
- [4.16] [De Sanctis-09] De Sanctis, G.: Zustandsbewertung von Windenergieanlagen durch Monitoringdaten. Lehrstuhl für Risiko und Sicherheit, Institut für Baustatik und Konstruktion, DISSERTATION, ETH Zürich, 2009.
- [4.17] Deutsche Wind Guard: Status des Windenergieausbaus an Land in Deutschland. Im Auftrag von BWE und VDMA, 2013. <http://www.wind-energie.de/infocenter/statistiken>
- [4.18] Deutsche WindGuard: Status des Offshore Windenergieausbaus in Deutschland. Im Auftrag von BWE und VDMA, 2013. <http://www.wind-energie.de/infocenter/statistiken>
- [4.19] [Diamantidis et al.-07] Diamantidis, D.; Holicky, M.; Jung, K.: Assessment of exist-ing structures – on the applicability of the JCSS recommendations. In: Aspects of the Structural Reliability. In Honor of R. Rackwitz. Hrsg.: Faber, M.; Vrouwenvelder, T.; Zilch, K.; Herbert Utz Verlag, München, 2007.
- [4.20] [Ditlevsen-02] Ditlevsen, O.: Stochastic model for joint wave and wind loads on offshore structures. *Structural Safety* **24**, 139-163, 2002.
- [4.21] Eisele, G. ; Gutermann, M. ; Seiler, J. ; Steffens, K.: Wiederaufbau des Neuen Museums in Berlin. *Bautechnik* **81** (6), 407-422, 2004.
- [4.22] [Empelmann-10] Empelmann, M.: Anwendung von Life-Cycle-Konzepten bei Infra-strukturbawerken. Präsentation zur Eröffnungsveranstaltung NTH-Bau: „Strategien und Methoden des Life-Cycle-Engineering für Ingenieurbauwerke und Gebäude“, Braunschweig, 6.9.2010.

- [4.23] [FINO-06] Germanischer Lloyd WindEnergie GmbH: Spezifikation, Ausschreibung, Bau und Betrieb von Forschungsplattformen für Offshore Windenergie in Nord- und Ostsee. Abschlussbericht Nr. 71398/9a vom 30.6.2006.
- [4.24] [FLEX5]
- [4.25] Forschungsplattform FINO1. <http://www.fino-offshore.de/>
- [4.26] [Gasch/Twele-05] Gasch, R.; Twele, J.: Windkraftanlagen – Grundlagen, Entwurf, Planung und Betrieb. 4. Auflage, Teubner, 2005.
- [4.27] [Geißler et al.-09] Geißler, K.; Bolle, G.; Marx, S.; Knaack, H.-U.: Konzepte der Dauerüberwachung in den Regelwerken von Infrastrukturbetreibern, In [3.159], 57-68, 2009.
- [4.28] [Gerstner-1809] Gerstner, F. J.: Abhandlung über die Theorie der überschlächtigen Wasserräder. 1809.
- [4.29] [Gigawind] <http://www.gigawind.de/>
- [4.30] [Glowienka et al.-11] Glowienka, S.; Fischer, A.; Krauß, M.: Implementaton of probabilistic methods in structural design. In [2.150], 275-286, 2011.
- [4.31] [Graubner et al.-11] Graubner, C.-A.; Schmidt, H.; Heimann, M.: Eurocode 0 – Grundlagen der Tragwerksplanung. *Bauingenieur* **86** (8), 307-314, August 2011.
- [4.32] [Grünberg-11] Grünberg, J.: Stahl- und Spannbetonkonstruktionen für Offshore-Windenergieanlagen. *Der Prüferingenieur* (39), 45-63, 2011.
- [4.33] [Grünberg/Göhlmann-11] Grünberg, J.; Göhlmann, J.: Windenergieanlagen in Stahlbeton- und Spannbetonbauweise, Betonkalender 2011 Teil 1, 19-168, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2011.
- [4.34] [Gutermann/Steffens-06a] Gutermann, M. ; Steffens, K.: Abbruchreif oder sanierbar? In: Denkmalpflege in Bremen, Schriftenreihe des Landesamtes für Denkmalpflege Bremen, Heft 3. Bremen: Edition Temmen, 2006, ISBN 3-86108-567-4
- [4.35] [Gutermann/Steffens-06b] Gutermann, M. ; Steffens, K.: Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Hallendächern. In: VDI-Jahrbuch „Bautechnik“ 2006/2007
- [4.36] [Gutermann/Steffens-06c] Gutermann, M. ; Steffens, K. : Problems of a reliable connection between steel tower and concrete foundation. In: Tagungsband 8. Internationale Windenergie-Konferenz, DEWEK. Bremen, 22./23. November 2006.
- [4.37] [Gutermann et al.-07] Gutermann, M. ; Knaack, H.-U. ; Steffens, K.: Tragsicherheitsbewertung von Gewölbebrücken durch Messtechnische Bauwerksuntersuchung. In: Eisenbahningenieurkalender 2007
- [4.38] [Gutermann et al.-02] Gutermann, M. ; Slowik, V. ; Sommer, R.: Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Straßenbrücken mit Hilfe des Belastungsfahrzeuges BELFA. *Beton- und Stahlbetonbau* **97** (10), 544-549, 2002.
- [4.39] [Hapel-90] Hampel, K. H.: Festigkeitsanalyse dynamisch beanspruchter Offshore-Konstruktionen. Vieweg Verlag, 1990.
- [4.40] [Harte et al.-07] Harte, R.; Krätzig, W. B.; Petryna, Y. S.: Robustheit von Tragwerken – das vergessene Entwurfsziel. *Bautechnik* **84** (4), 225-234, 2007.
- [4.41] [Henze-08] Henze, L.: Entwicklung einer Methode zum Aufdecken von potentiellen Fehlern in einer Konstruktion. DISSERTATION, TU Chemnitz, Fakultät für Maschinenbau, 2008.

- [4.42] [HdT-12] Große, Chr. (Ltg.): Inspektionen, zerstörungsfreie Prüfung und Dauerüberwachung von Windenergieanlagen. Fachveranstaltung, Haus der Technik, 19.11.-20.11.2012, Essen.
- [4.43] [ICP-05] Jardine, R.; Chow, F.; Overy, R.; Standing, J.: ICP design methods for driven piles in sands and clays. Thomas Telford Publishing. ISBN 0 7277 3272 2, 2005.
- [4.44] [Imam et. al.-12] Imam, B. M.; Chryssanthopoulos, M. K.: Causes and Consequences of Metallic Bridge Failures. *Structural Engineering International*, **22**, 1, 93-98, February 2012.
- [4.45] [Janssens et al.-12] Janssens, V.; O'Dwyer, D. W.; Chryssanthopoulos, M. K.: Assessing the Consequences of Building Failures. *Structural Engineering International* **22** (1), 99-104, February 2012.
- [4.46] [JCSS-10] Joint Committee on Structural Safety (JCSS): Risk Assessment in Engineering – Principles, System Representation & Risk Criteria; Annex: Example – Risk Based Inspection of Offshore Structures. 2010.
- [4.47] [Jodl-10] Jodl, H. G.: Lebenszykluskosten von Brücken – Teil 1: Berechnungsmodell LZKB und Teil 2: Software LZKB. *Bauingenieur* **85**, 221-240. Mai 2010.
- [4.48] [Jörns-91] Jörns, K.-P.: „Unfallursache Nr. 1 - Menschliches Versagen oder systembedingte Überforderung?“, in: Verkehrsministerium Baden-Württemberg (Hrsg.), Verkehrssicherheitsforum '91: Perspektiven der Straßenverkehrssicherheit, Stuttgart, 11-24, 1991.
- [4.49] [Jonswap-73] Hasselmann et al.: Measurements of wind-wave growth and swell decay during the Joint North Sea Wave Project (JONSWAP). *Deutsche Hydrographische Zeitschrift* (Ergänzungsheft), Nr. 8, Hamburg, 1973.
- [4.50] [Kaschner et al.-08] Kaschner, R.; Buschmeyer, W.; Schnellenbach-Held, M.; Lubasch, P.; Grünberg, J.; Hansen, M.; Liebig, J. P.; Geißler, K.: Auswirkungen des Schwerverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau, Heft **B68**, Bergisch Gladbach, 2008.
- [4.51] [Las Heras-12] de Las Heras Carbonell, E. G.: Modification of partial safety factors when 'better' model/information are used. 5.9.2012 (documents of the IEC 61400-1 safety factor group).
- [4.52] [Ludescher/Brühwiler-09] Ludescher, H.; Brühwiler, E.: Dynamic Amplification of Traffic Loads on Road Bridges. *Structural Engineering International* (SEI) **2**, 190-197, 2009.
- [4.53] [Mac Camy/Fuchs-54] Mac Camy, R. C.; Fuchs, R. A.: Wave forces on piles. A diffraction theory. Techn. Memorandum No. 69, Beach Erosion Board, 1954.
- [4.54] [Meystre/Hirt-06] Meystre, T.; Hirt, M.: Überprüfung bestehender Straßenbrücken mit aktualisierten Verkehrslasten. Bundesamt für Straßen, ASTRA, Bern, 2006.
- [4.55] [Mittendorf-06] Mittendorf, K.: Hydromechanical design parameters and design loads for offshore wind energy converters. DISSERTATION, Leibniz Universität Hannover, 2006.
- [4.56] [Moffat&Nichol-11] Moffat&Nichol: Offshore Wind Turbine – Substructure Study, USA, January 2011, www.moffatnichol.com.
- [4.57] [Morison et al.-50] Morison, J. R.; O'Brien, M. P.; Schaaf, S. A.: The force exerted by surface waves on piles. Petroleum Transaction, American Institute of Mining Engineers, Vol. 189, pp. 149-157, 1950.

- [4.58] [Moses/Ghosn-85] Moses, F.; Ghosn, M.: A comprehensive study of bridge loads and reliability. Final report No. FHWA/OH-85/005. Ohio Department of Transportation, Columbus OH, 1985.
- [4.59] [Naess/Moan-05] Naess, A.; Moan, T.: Probabilistic Design of Offshore Structures. In: Handbook of Offshore-Engineering (Ed. S. Chakrabarti). Elsevier, Amsterdam, 2005.
- [4.60] [Niemann/Hölscher-09] Niemann, H. J.; Hölscher, N.: Optimierung des Extremwertstatistischen Auswerteverfahrens – PRO-Gumbel. Tagungsunterlagen, Bochum, 2009.
- [4.61] [NREL] Jonkman, J.; Butterfield, S.; Musial, W. and Scott, G.: Definition of a 5-MW Reference Wind Turbine for Offshore System Development. NREL/TP-500-38060. NREL: Golden, CO, 2009.
- [4.62] [NTH-12] NTH-Bau: Teilprojekt 6 „Anwendung von Life-Cycle-Konzepten für Infrastrukturbauewerke“. Braunschweig, Hannover, 2010-2012. www.nth-bau.de.
- [4.63] Orbán Z.; Gutermann M. Assessment of masonry arch railway bridges using non-destructive in-situ testing methods. *Engineering Structures* (2009).
- [4.64] [OC3] Jonkman, J.; Musial, W.: IEA Wind Task 23 Offshore Wind Technology and Deployment – Subtask 2 The Offshore Code Comparison Collaboration (OC3) – Final Report. NREL: Golden, CO, 2010.
- [4.65] [OC4] Vorpahl, F.; Popko, W.; Kaufer, D.: Description of a basic model of the „UpWind reference jacket“ for code comparison in the OC4 project under IEA Wind Annex XXX. February 2011.
- [4.66] [Pierson/Moskowitz-64] Pierson, W. J.; Moskowitz, L.: A proposal spectral form for fully developed wind seas based on the similarity theory of S. A. Kitaigorodshii. New York University, New York, USA, 1964.
- [4.67] [POSEIDON] Böker, C.: Load simulation and local dynamics of support structures for offshore wind turbines. Dissertation, Leibniz Universität Hannover, 2009. ISBN 978-3-8322-8850-1
- [4.68] [Proske/Loos-09] Proske, D.; Loos, S.: Eurocode road traffic load models for weight restricted bridges. Proceeding of the 7th International Probabilistic Workshop. Delft, 2009.
- [4.69] [PSB-10] Probabilistische Sicherheitsbewertung von Offshore-Windenergieanlagen (PSB), Jahresbericht 2010. Hannover, 2011. www.psb.uni-hannover.de.
- [4.70] [PSB-11] Probabilistische Sicherheitsbewertung von Offshore-Windenergieanlagen (PSB), Jahresbericht 2011. Hannover, 2012. www.psb.uni-hannover.de.
- [4.71] [PSB-12] Probabilistische Sicherheitsbewertung von Offshore-Windenergieanlagen (PSB), Jahresbericht 2012. Hannover, 2013. www.psb.uni-hannover.de.
- [4.72] [PSB-13] Probabilistische Sicherheitsbewertung von Offshore-Windenergieanlagen (PSB), Jahresbericht 2013. Hannover, 2014. www.psb.uni-hannover.de.
- [4.73] [PSB-WSB-12] Probabilistische Sicherheitsbewertung von Offshore-Windenergieanlagen. Workshop „Konstruktion“ am 31.5.2012. Leibniz Universität Hannover.
- [4.74] [PSB-WSC-12] Probabilistische Sicherheitsbewertung von Offshore-Windenergieanlagen. Workshop „Antriebsstrang“ am 14.6.2012. Leibniz Universität Hannover.
- [4.75] [Reuter-12] Reuter, A.: Impulsvortrag zum Workshop „Konstruktion“ in [4.73], Hannover, 31.5.2012.

- [4.76] Rohrig, K. (Hrsg.): Windenergiereport Deutschland 2013. Fraunhofer Institut für Windenergie und Energiesystemtechnik. Fraunhofer Verlag, 2014.
- [4.77] [Scheer-00] Scheer, J.: Versagen von Bauwerken – Band 1: Brücken. Ernst&Sohn, 2000.
- [4.78] [Schmidt/Six-07] Probabilistische Modellierung hochfester Stahlbetonstützen in Hochhäusern. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 12 / 2007, Ernst & Sohn Verlag.
- [4.79] [Schwartz-74] Schwartz, L. W.: Computer extension and analytical continuation of Stokes' expansion for gravity waves. *Journal of Fluid Mechanics* **62**, 553-578, 1974.
- [4.80] [Schmoor-11] Schmoor, K.; Achmus, M.: Determination of the minimum embedded pile length for axially loaded piles in sand: a reliability based approach. Proceedings of the 9th International Probabilistic Workshop, TU Braunschweig, 17-18.11.2011.
- [4.81] [Seidel/Kelma-12] Seidel, M.; Kelma, S.: Stochastic modelling of wind and wave induced loads on jacket piles. 4. VDI-Fachtagung Baudynamik, Kassel, VDI-Berichte **2160**, 2012.
- [4.82] [Siegert et al.-12] Siegert, C.; Unger, Chr.; Empelmann, M.: Ist die Restnutzungsdauer von Brücken quantifizierbar? VSVI-Seminar Brücken- und Ingenieurbau, Braunschweig, 7.3.2012.
- [4.83] [Sørensen et al.-12] Sørensen, J. D. et al.: Safety Factors – IEC 61400-1 – MT01 Background document (Draft). August 30, 2012 (documents of the IEC 61400-1 safety factor group).
- [4.84] [Sørensen/Toft-10] Sørensen, J. D.; Toft, H. S.: Probabilistic Design of Wind Turbines. *Energies* **3**, 241-257, 2011. DOI: 10.3390/en3020241
- [4.85] [Steffens-10] Steffens, A.: Monitoring und Lebensdauerprognose von Ingenieurbauwerken. NTH-Bau Seminar am 9.12.2010, Braunschweig, 2010.
- [4.86] [Stewart/Rosowsky-98] Stewart, M. G.; Rosowsky, D. V.: Structural safety and serviceability of concrete bridges subject to corrosion. *Journal of Infrastructure Systems* **4** (4), 146-155, 1998.
- [4.87] [Sun-12] Sun: Offshore wind turbine substructure study in China. Sun Engineering Consultants International, 2012.
- [4.88] [Tarp-Johansen et al.-03] Tarp-Johansen, N. J.; Madsen, P. H.; Frandsen, S. T.: Calibration of Partial Safety Factors for Extreme Loads on Wind Turbines. Proceedings CD-ROM – European wind energy conference and exhibition (EWEC), 2003. (EWEA, Brussels, 2003).
- [4.89] [Tarp-Johansen et al.-02] Tarp-Johansen, N. J.; Madsen, P. H.; Frandsen, S. T.: Partial Safety Factors for Extreme Load Effects. RISØ-R-1319(EN), 2002.
- [4.90] [Tarp-Johansen-05] Tarp-Johansen, N. J.: Partial safety factors and characteristic values for combined wind and wave load effects. *Journal of Solar Energy Engineering* **2005** (127), 242-252.
- [4.91] [Toft-10] Toft, H. S.: A Probabilistic Approach to Wind Turbine Fatigue Design. DISSERTATION, Aalborg University, 2010.
- [4.92] [Toft/Sørensen-12] Toft, H. S.; Sørensen, J. D.: Examples on stochastic modelling and assessment of partialsafety factors (documents of the IEC 61400-1 safety factor group).

- [4.93] [Unger-13] Unger, Chr.: Bestimmung und Optimierung des Eingreifzeitpunktes zur Instandsetzung von Massivbrücken bei PPP-Projekten. DISSERTATION, TU Braunschweig, 2013.
- [4.94] [WAVELOADS] Mittendorf, K.; Nguyen, B.; Blümel, M.; Kohlmeier, M.: Waveloads – A computer program to calculate wave loading on vertical and inclined tubes. User Manual Version 2.00-04, 2nd Edition, Hannover, December 2011.
- [4.95] [Weber/Hartwig-08] Weber, K.; Hartwig, U.: Der Bau von Offshore-Windkraftwerken und geotechnische Sicherheitsaspekte. *Tiefbau* **6**, 351-359, 2008.
- [4.96] [Wisniewski et al.09] Wisniewski, D.; Casa, J. R.; Henriques, A. A.; Cruz, P. J. S.: Probability-Based Assessment of Existing Concrete Bridges – Stochastic Resistance Models and Applications. *Structural Engineering International* (SEI) (1), 203-210, Februar 2009.
- [4.97] [Zielke/Haake-07] Zielke, W.; Haake, G.: Validierung bautechnischer Bemessungsmethoden für Offshore-Windenergieanlagen anhand von Messdaten der Messplattformen FINO1 und FINO2. GIGAWIND-Jahresbericht 2006.
- [4.98] [Žnidarič/Žnidarič-94] Žnidarič, J.; Žnidarič, A.: Evaluation of the carrying capacity of existing bridges. Institute for Testing and Research in materials and structures, Ljubljana, Slovenia, 1994.

6.6 Literatur mit Beiträgen des Autors (Auszug)

6.6.1 Bücher und Aufsätze

- [H.1] [Grünberg et al.-07a] Grünberg, J.; Hansen, M.; Liebig, J. P.: Ermüdungsbeanspruchungen von Betonbrücken unter zunehmendem Schwerverkehr. *Beton- und Stahlbetonbau* **102** (9), 596–606, 2007 (*reviewed*). DOI: 10.1002/best.200700569
- [H.2] [Grünberg/Hansen-06] Grünberg, J.; Hansen, M.: Fundamentbemessung nach neuem Sicherheitskonzept – Schnittstellenproblem Bodenfuge. *Bauingenieur* **81** (5), 240–247, 2006 (*reviewed*).
- [H.3] [Grünberg/Hansen-04] Grünberg, J.; Hansen, M.: Vorgespannte Deckenplatten. Friedrich und Lochner GmbH, Frilo-Magazin 2004.
- [H.4] [Grünberg-02] Grünberg, J. (Hrsg.): Stahlbeton- und Spannbetontragwerke nach DIN 1045 Teile 1–3, Erläuterungen und Anwendungen. Springer-Verlag, 2002.
- [H.5] Hansen, M.; Schmidt, B.: Sicherheit von Offshore-Windenergieanlagen. *Bautechnik* **91** (8), 2014. DOI: 10.1002/bate.201400048
- [H.6] [Hansen/Grünberg-06] Hansen, M.; Grünberg, J.: Überwachungsmaßnahmen und Bauwerkszuverlässigkeit – Zusammenhänge und Auswirkungen. *Beton- und Stahlbetonbau* **100** (5), 343–349, 2006 (*reviewed*).
- [H.7] [Hansen/Lierse-05] Hansen, M.; Lierse, J. (Hrsg.): Jürgen Grünberg zum 60. Geburtstag. Universität Hannover, IRB-Verlag 2005.
- [H.8] [Hansen-04a] Hansen, M.: Zur Auswirkung von Überwachungsmaßnahmen auf die Zuverlässigkeit von Betonbauteilen. DISSERTATION Universität Hannover, IRB-Verlag 2004.
- [H.9] [Hansen-04b] Hansen, M.: Zur Auswirkung von Überwachungsmaßnahmen auf die Zuverlässigkeit von Betonbauwerken – Anlagen zur DISSERTATION, Anlagenband, Bericht Nr. 0496, Institut für Massivbau der Leibniz Universität Hannover, 2004.

- [H.10] [Hansen-02] Hansen, M.: „Ermüdung“. In [H.4], 2002.
- [H.11] [Hansen-02] Hansen, M.: „Durchstanzen“. In [H.4], 2002.
- [H.12] Kelma, S.; Schmoor, K. A.; Goretzka, J.; Hansen, M.: Sicherheitsaspekte der Tragstruktur von Offshore-Windenergieanlagen. *Bautechnik* **91** (8), 2014 (*reviewed*). DOI: 10.1002/bate.201400035
- [H.13] [Liebig et al.-09] Liebig, J. P.; Grünberg, J.; Hansen, M.: Monitoring an Spannbetonbrücken – Auswirkungen zunehmenden Schwerverkehrs. *Beton- und Stahlbetonbau* **104** (6), 368-371, 2009 (*reviewed*). DOI: 10.1002/best.200908240
- [H.14] Schmidt, B.; Ernst, B.; Wilms, M; Hildebrandt, A.; Hansen, M.: Messdatenbasierte Empfehlungen von Wind- und Wellenparametern für die Auslegung von Offshore-Windenergieanlagen. *Bautechnik* **91** (8), 2014 (*reviewed*). DOI: 10.1002/bate.201400033
- [H.15] [Vennegeerts et al.-10] Vennegeerts, H.; Liebig, J. P.; Hansen, M.; Neuner, H.; Paffenholz, J.-A.; Grünberg, J.; Kutterer, H.: Monitoring eines Brückentragwerks – Vergleichende Messungen mit terrestrischem Laserscanner und Sensoren der Baumesstechnik. In: Wunderlich, T. (Hrsg.): Ingenieurvermessung 2010. Herbert Wichmann Verlag, München, 2010 (*reviewed*).

6.6.2 Tagungsbeiträge und Vorträge

- [H.16] [Grünberg et al.-09b] Grünberg, J.; Hansen, M.; Liebig, J. P.: Brückenmonitoring für die Überarbeitung ermüdungsrelevanter Verkehrslastmodelle. 3. VDI-Tagung Baudynamik am 14./15. Mai 2009 in Kassel. VDI-Berichte **2063**, 199-208, 2009.
- [H.17] [Grünberg et al.-09c] Grünberg, J.; Hansen, M.; Göhlmann, J.: Messtechnische Erfassung dynamischer Beanspruchungen in vorgespannten Betonschäften von Windenergieanlagen. 3. VDI-Tagung Baudynamik am 14./15. Mai 2009 in Kassel. VDI-Berichte **2063**, 495-504, 2009.
- [H.18] [Grünberg/Hansen-08] Grünberg, J.; Hansen, M.: Risikoakzeptanz als Grundlage der Technischen Sicherheit – Brauchen wir eine neue Sicherheitsrichtlinie? Massivbau 2020. Treffen der Massivbauprofessoren in Garmisch-Partenkirchen am 1.5.2008.
- [H.19] [Grünberg et al.-07b] Grünberg, J.; Hansen, M.; Liebig, J. P.: Influences of increasing traffic loads on the durability of concrete bridges. MBAC 2007, München, Juli 2007.
- [H.20] [Grünberg et al.-07c] Grünberg, J.; Hansen, M.; Liebig, J. P.: Fatigue Life of concrete bridges under consideration of increasing traffic loads. IABSE 2007, Weimar, September 2007.
- [H.21] [Grünberg et al.-07d] Grünberg, J.; Hansen, M.; Liebig, J. P.: Durability of concrete bridges with respect to fatigue under increasing traffic loads. SEMC 2007, Capetown, September 2007.
- [H.22] [Grünberg/Hansen-01] Grünberg, J.; Hansen, M.: Sicherheitskonzept nach DIN 1055 (neu) / prEN1990. Seminar beim Amt für Bauordnung und Hochbau ABH 31 in Hamburg. März 2001.
- [H.23] [Grünberg/Hansen-00] Grünberg, J.; Hansen, M.: DIN 1055-100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln. Seminar DIN 1045-1, Friedrich+Lochner GmbH, Stuttgart, 2000.

- [H.24] [Hansen et al.-12c] Hansen, M.; von der Haar, Chr.; Marx, St.: Assessment of heavy load vehicles without disability of traffic. Proceedings SeCon 8th Central Congress on Concrete Engineering 'Durability of Concrete Structures' Croatia, 4-6.10.2012.
- [H.25] [Hansen et al.-12b] Hansen, M.; von der Haar, Chr.; Marx, St.: Aktuelle Verkehrslastermittlungen ohne Eingriff in den fließenden Verkehr. VSVI-Seminar Brücken- und Ingenieurbau, Braunschweig, 7.3.2012.
- [H.26] [Hansen-12a] Hansen, M.: Probabilistische Sicherheitsbewertung von Offshore-Windenergieanlagen. Gesamtprojektdarstellung, Workshop „Konstruktion“ , 31.5.2012, Hannover, 2012.
- [H.27] [Hansen-10] Hansen, M.: Grundlagen der Tragwerksplanung – Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln. Seminarbeitrag Kaiserslautern, 17.3.2010.
- [H.28] [Hansen-09a] Hansen, M.: Messeinrichtung für redundante Bauwerksmessungen an einer dreispurigen Autobahnbrücke. In [3.159], 69-80, 2009.
- [H.29] [Hansen-09b] Hansen, M.: Messtechnik und Sensorik für Ermüdungsuntersuchungen der Turmschäfte und Fundamente von Windenergieanlagen. Bauwerks- und Anlagenmonitoring im Dienst von Sicherheit und Umweltschutz. VDI/VDE-Expertenforum am 26./27. Mai 2009 in Nürnberg.
- [H.30] [Hansen/Grünberg-09c] Hansen, M.; Grünberg, J.: Design Approach for Offshore Wind Turbines. Proceedings IABSE-fib Conference 2009 – Codes in Structural Engineering, Dubrovnik, 2009
- [H.31] [Hansen-08] Hansen, M.: Messtechnik und Sensorik für die Untersuchung der Ermüdung von Brückenbauwerken. Strukturmonitoring 2008, VDI/VDE-Expertenforum am 6./7. Mai 2008 in Nürnberg.
- [H.32] [Hansen/Grünberg-08] Hansen, M.; Grünberg, J.: Risk-based Design Approach for Offshore Wind Turbines. Proceedings 6th Probabilistic Workshop. Darmstadt, November 2008.
- [H.33] [Hansen-07] Hansen, M.: Zuverlässigkeit von Bauwerken – Auswirkungen von Einwirkungen und Widerständen. Tagung des VBI Berlin-Brandenburg „Sicherheit von Bauwerken“, Berlin, März 2007.
- [H.34] [Hansen-06a] Hansen, M.: Möglichkeiten des Instituts zur Experimentellen Tragwerksicherheitsbewertung. Beiträge zum 50-jährigen Bestehen des Instituts für Massivbau der Leibniz Universität Hannover am 1.11.2006.
- [H.35] [Hansen-06b] Grünberg, J.; Hansen, M.; Göhlmann, J.: Bauwerksmessungen am Spannbetonschaft einer Windenergieanlage der 5 MW-Klasse. In [3.68], 2006.
- [H.36] [Hansen-05] Hansen, M.: Berücksichtigung von Überwachungsmaßnahmen im Rahmen der Zuverlässigkeitsanalyse von Betonbauteilen. Proceedings 3rd International Probabilistic Workshop. Universität für Bodenkultur, Wien, 2005.
- [H.37] [von der Haar et al.-12a] von der Haar, Chr.; Marx, S.; Hansen, M.: Monitoring of Bridges – Detection of traffic loads. Proceedings IABMAS, Villa Erba, Lake Como, Italy, July 8.-12., 2012.
- [H.38] [von der Haar et al.-12b] von der Haar, Chr.; Marx, S.; Hansen, M.; Neuner, H.: Detection of traffic loads by structural and geodetic measurements. Proceedings IALCCE, Wien, October 3.-6., 2012.

6.6.3 Institutsberichte

- [1.1] [M1152] Marx, St.; Grünberg, J.; Hansen, M.; Schneider, S.: Sachstandsbericht „Über den Stand der Forschung zu Grenzzuständen der Ermüdung von dynamisch hoch beanspruchten Tragwerken aus Beton“. Zwischenbericht DAfStb, 6.7.2012.
- [1.2] [M1149/1] Schmidt, B.; Hansen, M.: Probabilistische Sicherheitsbewertung von Offshore-Windenergieanlagen (PSB-OWEA). Bericht 1149 Teil 1: Bestimmung der Windbedingungen für Offshore-Windenergieanlagen am Standort der FINO1 Messplattform. Interner Bericht (unveröffentlicht) Institut für Massivbau, 23.5.2011.
- [1.3] [M1149/2] Hansen, M.: Probabilistische Sicherheitsbewertung von Offshore-Windenergieanlagen (PSB-OWEA). Bericht 1149 Teil 2: Zielzuverlässigkeiten, Systemwahrscheinlichkeiten und Kombination der Einwirkungen Wind und Welle – Grundlagen. Interner Bericht (unveröffentlicht) Institut für Massivbau, 22.12.2011.
- [1.4] [M1047/2] Marx, St.; Hansen, M.; von der Haar, Chr.: Strategien und Methoden des Life-Cycle-Engineerings für Ingenieurbauwerke und Gebäude – Teilprojekt 6: Anwendungen von Life-Cycle-Konzepten für Infrastrukturbauwerke. Bericht 1047 Teil 2: Taktiles Monitoringsystem an der Hochbrücke R2 in Hannover Rethen. Interner Bericht (unveröffentlicht) Institut für Massivbau, 23.5.2011.
- [1.5] [SNG-11] Hansen et al.: Sicherung neugotischer Gewölbekonstruktionen. Verbundforschungsvorhaben, Förderprogramm PRO*Niedersachsen, Niedersächsisches Ministerium für Wissenschaft und Kultur, 2010-2014.
- [1.6] [M0737] Grünberg, J.; Hansen, M.; Liebig, J.: 0737 – Auswirkungen des Schwerverkehrs auf Brückenbauwerke. FE-Nr. 15.0395/2004/HRB, Bundesanstalt für Straßenwesen, 2007-2009.
- [1.7] [M0728-1] Grünberg, J.; Hansen, M.: 0728 – Messeinrichtungen an einer WEA aus Fertigelementen. 2007-2008.
- [1.8] [M0726] Grünberg, J.; Hansen, M., Liebig, J. P.: 0726 – Numerische Untersuchung von drei Spannbetonbrücken unter besonderer Beachtung der Gefährdung durch Spannungsrisskorrosion. November 2007. Zusätzlich Teil 1, November 2007 und Teil 2, Januar 2008.
- [1.9] [M0724] Grünberg, J.; Oneschkow: 0724 – Gründung von Offshore-Windenergieanlagen aus filigranen Betonstrukturen unter besonderer Beachtung des Ermüdungsverhaltens von hochfestem Beton. Forschungsvorhaben, Kooperation mit Züblin, 2007-2009, Abschlussbericht 2011.
- [1.10] [M0621] Grünberg, J.; Hansen, M.: 0621 – Installation von Messaufnehmern und Messungen an der TriPod-Konstruktion des Multibrid II in Bremerhaven, 2006.
- [1.11] [M0616] Grünberg, J.; Kromminga, S.; Hansen, M.: 0616 – Wissenschaftliche Beratergruppe MDK-Schleusen. Nichtlineare Tragwerksanalyse eines Schleusenbauwerks und Herleitung der dabei anzusetzenden Sicherheitselemente. BAW-Nr. 1.01.101.25, 2007.
- [1.12] [M0514] Grünberg, J.; Göhlmann, J.; Hansen, M.: 0514 – Bemessungsmodell für die Ermüdungsbeanspruchung bei schwingungsanfälligen turmartigen Bauwerken aus Stahlbeton und Spannbeton, 2005.

- [I.13] [M0494] Grünberg, J.; Hansen, M.; Liebig, J.: 0494 – Auswirkungen des Schwerverkehrs auf die Nutzungsdauer der Brückenbauwerke der Bundesfernstraßen (BAST-0304), Forschungsauftrag der Bundesanstalt für Straßenwesen, 4 Zwischenberichte, Schlussbericht und Anlagenband, 2004–2006. (→ veröffentlicht als Bericht der BAST [4.50])
- [I.14] [M0052] Grünberg, J.; Hansen, M.; Meincke, S.: 0052-2 – Bewertung der Tragfähigkeit der Hofkellerdecke auf dem ehemaligen Ahrberg-Gelände. Teil 2, 2005.
- [I.15] [M0497] Grünberg, J.; Hansen, M.: 0497 – Auffinden korrodierter Bewehrung mit der elektrochemischen Potentialdifferenzmessung an den Fassadenelementen des Parkhauses Mehlstraße – Vorversuch zur Durchführbarkeit, 2005.
- [I.16] [M0157] Grünberg, J.; Hansen, M.: 0157 – Vergleichende Untersuchung der Auswirkungen der Parkhauslasten nach DIN 1055-3 (3/2000) und prEN 1991-1-1 (7/2000), 2001.
- [I.17] [M0162] Grünberg, J.; Hansen, M.: 0162 – Ermittlung der Haftzugfestigkeiten an den Überzügen der Außenwände des Historischen Museums in Hannover, 2001.
- [I.18] [M0158] Grünberg, J.; Hansen, M.: 0158 – Ermittlung der Haftzugfestigkeiten und Karbonatisierungstiefen an Konsolen aus Leichtbeton, 2001.
- [I.19] [M0045] Grünberg, J.; Hansen, M.; Lierse, J.: 0045 – Gutachtliche Stellungnahme zum baulichen Zustand der Spannbetonbinder für den Neubau eines Baumarktes auf dem Hanomag-Gelände in Hannover, 2000.
- [I.20] [M9836] Grünberg, J.; Hansen, M.; Lierse, J.: 9836 – Bestandsaufnahme der Deckenkonstruktionen der Waldschule in Buchholz in der Nordheide, Bauwerksprüfung gemäß DIN 1076, 6.2, Schadensbeurteilung und Sanierungskonzept, 1998.
- [I.21] [M8475-86] Bieger, K.; Lierse, J.: Untersuchungen an Betondehnungsaufnehmern auf der Basis der DMS-Technik hinsichtlich ihres Langzeitverhaltens. Bericht Nr. 8475 (unveröffentlicht), Institut für Massivbau, Universität Hannover, 1986.

Weitere 28 Institutsberichte mit den Inhalten Bauteilversuche, Tragfähigkeitsbewertungen, zerstörungsfreie und zerstörende Bauteilprüfungen, Zuverlässigkeit

6.7 Literatur zur Versuchstechnik

- [VT.1] Baumann, E.: Elektrische Kraftmesstechnik.
- [VT.2] [Brückner et al.-95] Brückner, W.; Baunack, S.; Reiss, G.; Leitner, G.; Knuth, Th.: Oxidation behaviour of Cu-Ni(Mn) (constantan) films, Thin solid Films, 258 (1995) 252-259.
- [VT.3] [Eberle/Wagner-01] Eberle, K.; Wagner, J.: Rechnergestützte Messung mechanischer Größen, digitale Signalverarbeitung. RMS-Messwerterfassung, Skriptum, Institut für Statik und Dynamik der Luft- und Raumfahrtkonstruktionen, Universität Stuttgart, 2001.
- [VT.4] [Eberle-08] Eberle, K.; Wagner, J.: Versuchstechnik. Vorlesung für Studium der Luft- und Raumfahrttechnik. Skriptum, Institut für Statik und Dynamik der Luft- und Raumfahrtkonstruktionen, Universität Stuttgart, 2008.
- [VT.5] [Haberland-03] Haberland, R.: Messtechnik 1, Foliensammlung zur Übung. Lehrstuhl für Feinwerktechnik (FWT), Universität Kaiserslautern, 2003.
- [VT.6] [HBM-08] Hottinger: Dokumentation Messverstärker HBM MGCplus, 2008.

- [VT.7] Ewins, D.J.: Modal testing : theory, practice and application. 2. ed. Baldock : Research Studies Press, 2000
- [VT.8] FhG IZM-09: AMA-Weiterbildung, Tagungsleiter: Dr. Stephan Guttowski: Autarke Funksensoren, Berlin, 29.10.2009.
- [VT.9] Fink, K.; Rohrbach, S.: Handbuch der Spannungs- und Dehnungsmessung. 1. Auflage, 1958
- [VT.10] Fisz, M.: Wahrscheinlichkeitsrechnung und mathematische Statistik. 11. Aufl. Berlin : Dt. Verl. d. Wiss., 1989.
- [VT.11] [Freynik et al.-76] Freynik, H. S. Jr.; Dittbenner, G. R.: Strain-gage-stability Measurements for Years at 75°C in Air, Experimental Mechanics, 1976, 155-160.
- [VT.12] Giesecke, P.: Dehnungsmeßstreifentechnik, 1994.
- [VT.13] [Hoffmann-87] Hoffmann, K.: Eine Einführung in die Technik des Messens mit Dehnungsmeßstreifen, 1987.
- [VT.14] Keil, S.: Beanspruchungsermittlung mit Dehnungsmessstreifen. Zwingenberg a.d. Bergstr. : Cuneus, 1995
- [VT.15] Laible, M. ; Müller, R.K. et al.: Mechanische Größen elektrisch gemessen – Grundlagen und Beispiele zur technischen Ausführung. 5. Aufl. Renningen-Malmsheim : Expert-Verlag, 2002.
- [VT.16] Matthies, H.J.: Einführung in die Ölhydraulik. 3. Aufl. Stuttgart : Teubner, 1995
- [VT.17] Natke, H.G.: Einführung in Theorie und Praxis der Zeitreihen- und Modalanalyse. 3. Aufl., Braunschweig ; Wiesbaden : Vieweg, 1992.
- [VT.18] [Polzin-04] Polzin, L.: Long-term strain gage waterproofing. Western Regional Strain Gage Conference, Denver (USA) 2004, Proceedings.
- [VT.19] PTB-11: Physikalisch-Technische Bundesanstalt Braunschweig und Berlin, Tagungsleiter: Prof. Dr.-Ing. Klaus Sommer: Messunsicherheit praxisgerecht bestimmen (5. Fachtagung), VDI/VDE Mess- und Automatisierungstechnik, Erfurt, 8./9.11.2011.
- [VT.20] Sachs, L.: Statistische Methoden. 5. Aufl. Berlin : Springer, 1982.
- [VT.21] [Shay-87] Shay, B.: Strain gage stability Measurements for three Years at 150 °C in Air, Western Regional Strain Gage Conference, Pleasanton (USA) 1987, Proceedings.
- [VT.22] Tietze, U. ; Schenk C.: Halbleiter-Schaltungstechnik. 12. Aufl. Berlin ; Heidelberg Springer, 2002.
- [VT.23] [Watson et al.-04] Watson, R. B.; Perry, C. C.; Harris, S. K.: Effects of Material Properties and Heating/Cooling Rate on Strain Gage Thermal Output Observations, ICEM12-12th Conference on Experimental Mechanics, 2004, Bari, Italy, Proceedings.

6.8 Literatur zu Anwendungen

6.8.1 Allgemein

- [6.1] [Althen-10] Schwingungsmessung an Brücken – piezoelektrischer Vibrationsaufnehmer für die Gebäudeüberwachung. Althen GmbH Mess- und Sensortechnik, www.alt-hen.de, *Messtechnik im Bauwesen*, 35, Ernst&Sohn Special 2010.
- [6.2] [Bartholmai/Anders-07] Bartholmai, M.; Anders, Jannis: Wissen, wann die Brücke bricht – funkbasiertes Sensornetzwerk zur Schadensfrüherkennung an Bauwerken. Pressemitteilung Nr. 19/07 vom 17.09.2007. (matthias.bartholmai@bam.de, anders@scatterweb.net).
- [6.3] [Brimos] www.vce.at
- [6.4] [Reichling et al.-#] Reichling, K.; Raupach, M.; Stoppel, M.; Kurz, J.: BETOSCAN: Robotergesteuertes Diagnosesystem. 49. Forschungskolloquium des DAfStb.
- [6.5] [Geobruigg-10] Geobruigg: Sicherungssystem bei Ankerbruch. www.geobruigg.com. *Bauingenieur* **85**, A30, September 2010.
- [6.6] [PONTIS] PONTIS. Cambridge systematics, available through the AASHTO products office at: http://www.camsys.com/tp_inframan_pontis.htm
- [6.7] [Slowik-09] Slowik, V.: Kapillardruckgesteuerte Nachbehandlung von Betonoberflächen – Rissvermeidung bereits in sehr frühem Alter. Wirtschaft und Wissenschaft – Diagnosesysteme. HTWK Leipzig, Transferbrief 2/2009.
- [6.8] [Sommer-11] Sommer: Mehr Sicherheit durch Schneewage für die Schneelastmessung für Dächer. Sommer Mess-Systemtechnik, www.sommer.at, Flachdächer, 68-69, Ernst&Sohn, Juni 2011.

6.8.2 Nachrechnungsrichtlinie

- [6.9] [Freundt/Böning-11] Freundt, U.; Böning, S.: Verkehrslastmodelle für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand. *Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), Brücken- und Ingenieurbau*, Heft **B82**, 2011.
- [6.10] [Maurer/Kolodziejczyk-11] Maurer, R.; Kolodziejczyk, A.: Konzeption zur Nachrechnung bestehender Straßenbrücken. *Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), Brücken- und Ingenieurbau*, Heft **B83**, 2011.
- [6.11] [Benning et al.-12] Benning, H.; Goj, K.; Marzahn, G.; Merztsch, O.: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand – Veranlassung und Grundsätze. *Bauingenieur* **87**, 1-9, Januar 2012.
- [6.12] [Haveresch-11] Haveresch, K.: Nachrechnen und Verstärken älterer Spannbetonbrücken. *Beton- und Stahlbetonbau* **106** (2007), Heft 2, 89-102. Ernst&Sohn, Berlin, 2011. DOI: 10.1002/best.201000085.
- [6.13] [Marzahn-11] Marzahn, G.: Zur Richtlinie für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). *Beton- und Stahlbetonbau* **106**, Heft 11, 730-735, Ernst&Sohn, Berlin, 2011.
- [6.14] [Marzahn-10] Marzahn, G.: Richtlinie für die Nachrechnung von Straßenbrücken. *Bauingenieur* **85**, 217-220, Mai 2010.

- [6.15] [Maurer et al.-12] Maurer, R.; Zilch, K.; Hegger, J.; Zichner, T.; Dunkelberg, D.; Karakas, A.; Kolodziejczyk, A.: Erläuterungen der Hintergründe zur Nachrechnungsrichtlinie – Betonbrücken. *Bauingenieur* **87**, 24-35, Januar 2012.
- [6.16] [Schnell et al.-12] Schnell, J.; Loch, M.; Zilch, K.; Dunkelberg, D.: Erläuterungen und Hintergründe zu den Werkstoffkennwerten der Nachrechnungsrichtlinie für bestehende Straßenbrücken aus Beton. *Bauingenieur* **87** (1), 15-23, Januar 2012.
- Vor Drucklegung erschien im BetonKalender 2013 ein umfassender Beitrag zur Nachrechnungsrichtlinie:
- [6.17] Marzahn, G.; Maurer, R.; Zilch, K.; Dunkelberg, D.; Kolodziejczyk, A.: Die Nachrechnung von bestehenden Straßenbrücken aus Beton. BetonKalender 2013, Teil 1, 271-344.

6.8.3 Spannungsrissskorrosion

- [6.18] [Albertin-Hummel/Brandt-07] Albertin-Hummel, U.; Brand, B.: Zur Beurteilung des Ankündigungsverhaltens von Spannbetonbrücken nach dem Riss-vor-Bruch-Kriterium. *Beton- und Stahlbetonbau* **102** (8), 607-614. Verlag Ernst&Sohn, Berlin, 2007.
- [6.19] [Albertin-Hummel/Brandt-08a] Albertin-Hummel, U.; Brand, B.: Besonderheiten bei der Beurteilung des Ankündigungsverhaltens von Spannbetonbrücken nach dem Riss-vor-Bruch-Kriterium – Teil I: Temperatur, Schnittgrößenumlagerung. *Beton- und Stahlbetonbau* **103** (8), 541-549. Verlag Ernst&Sohn, Berlin, 2008.
- [6.20] [Albertin-Hummel/Brandt-08b] Albertin-Hummel, U.; Brand, B.: Besonderheiten bei der Beurteilung des Ankündigungsverhaltens von Spannbetonbrücken nach dem Riss-vor-Bruch-Kriterium – Teil II: Anzahl der Spannglieder, aufnehmbare Verkehrslast. *Beton- und Stahlbetonbau* **103** (9), Heft 9, 590-597. Verlag Ernst&Sohn, Berlin, 2008.
- [6.21] [Bauer et al.-10] Bauer, Th.; Müller, M.; Patz, R.; Wilhelm, T.; Schwarz, J.; Nguyen, V. T.: Stochastische Abschätzung der Versagenswahrscheinlichkeit von Spannbetontragwerken infolge Spannungsrissskorrosion unter Berücksichtigung verschiedener Schädigungsverteilungen. *Bautechnik* **87** (7), 389-396. Verlag Ernst&Sohn, Berlin, 2010.
- [6.22] [Beutel et al.-06] Beutel, R.; Hegger, J.; Goralski, C.: Gefährdung von Spannbetonbrücken durch Spannungsrissskorrosion – Erfahrungsbericht zur Untersuchungsmethodik – dargestellt am Beispiel der Brücke Bismarckstraße im Zuge der A1. In [Grübl-06], 85-100, 2006.
- [6.23] [BMV-93] Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau. Empfehlungen zur Überprüfung und Beurteilung von Brückenbauwerken, die mit vergütetem Spannstahl St 145/160 Neptun N40 bis 1965 erstellt wurden. 1993.
- [6.24] [BMVBS-10] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung. Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden. Neufassung 2010.
- [6.25] [Bertram et al.-02] Bertram, D.; Hartz, U.; Isecke, B.; et al.: Gefährdung älterer Spannbetonbauwerke durch Spannungsrissskorrosion an vergütetem Spannstahl im nachträglichen Verbund. *Beton- und Stahlbetonbau* **97** (5), 2002.

- [6.26] [Ehmann-06] Ehmann, R.: Spannungsrissskorrosion von Spannstählen. BAW-Brief Nr. 3, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 2006.
- [6.27] [Isecke et al.-95] Isecke, B.; Menzel, K.; Mietz, J.; Nürnberger, U.: Gefährdung älterer Spannbetonbauwerke durch Spannungsrissskorrosion. *Beton- und Stahlbetonbau* **90** (5), 120-123. Verlag Ernst&Sohn, Berlin, 1995.
- [6.28] [König et al.-96] König, G.; Tue, N.; Bauer, T.; Pommering, D.: Schadensablauf bei Korrosion der Spannbewehrung. DAfStb-Heft **469**, Beuth Verlag GmbH, Berlin 1996.
- [6.29] [König et al.-94] König, G.; Tue, N.; Pommering, D.: Abschlußbericht zum DIfB-Forschungsvorhaben IV-5-673/92: Schadensablauf bei Korrosion der Spannbewehrung. Darmstadt, Oktober 1994.
- [6.30] [König et al.-93] König, G.; Tue, N.; Pommering, D.; Bauer, T.: Abschlußbericht zum BMV-Forschungsvorhaben FE Nr. 15.210 R91D: Studie zum Verformungs- und Tragverhalten von Spannbetonbrücken beim Auftreten von Spannungsrissskorrosion in Spanngliedern. Darmstadt, Oktober 1993.
- [6.31] [Lingemann et al.-10] Lingemann, J.; Zilch, K.; Ehmann, R.; Marzahn, G.; Krüger, G.: Die neue Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung des Ankündungsverhaltens von älteren Brückenbauwerken mit spannungsrissskorrosionsempfindlichem Spannstahl. *Bauingenieur* **85**, 297-306, Juli/August 2010.
- [6.32] [Lingemann-09] Lingemann, J.: Zum Ankündigungsverhalten von älteren Brückenbauwerken bei Spannstahlausfällen infolge von Spannungsrissskorrosion. DISSERTATION, TU München, Lehrstuhl für Massivbau, 2009.
- [6.33] [Mietz-99] Mietz, J.: Wasserstoffinduzierte Spannungsrissskorrosion an vergüteten Spannstählen. *Bauingenieur* **74** (9) 403-411. Springer Verlag, Berlin, 1999.
- [6.34] [Mörsch-05] Mörsch, J.: Zur wasserstoffinduzierten Spannungsrissskorrosion von hochfesten Spannstählen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft **596**. Beuth Verlag, Berlin, 2005.
- [6.35] [Nürnberger et al.-94] Nürnberger, U.; Mietz, J.; Beul, W.: Untersuchungen an Verkehrsbauten aus Spannbeton zur Abschätzung des Gefährdungspotentials infolge Spannungsrissskorrosion der Spannstähle. Abschlussbericht zum BMV-Forschungsvorhaben FE 15209 R91D, 1994.
- [6.36] [Pauser-00] Pauser, A.: Expertise betreffend die Auswirkungen vergüteter Spannstähle der Festigkeitsklasse St 1420/1570 (sog. „alter Typ“ St 145/160) auf Brückenbauwerke. Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie. Wien, 2000.
- [6.37] [Vill et al.-10] Vill, M.; Fuchs, M.; Dannhorn, Th.: Beurteilung des Tragverhaltens von Spannbetonbrücken mit spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl. *Beton- und Stahlbetonbau* **105** (3), 142-153, 2010.
- [6.38] [Zilch/Lingemann-10] Zilch, K.; Lingemann, J.: Stochastische Untersuchung von Spanngliedausfällen bei Brückenbauwerken mit spannungsrissskorrosionsempfindlichem Spannstahl. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik Heft 1049, 2010.
- [6.39] [Zilch/Liegemann-09] Zilch, K.; Liegemann, J.: Probabilistischer Ansatz zur Auswertung der Einflüsse von Spanngliedbrüchen infolge von Spannungsrissskorrosion. Munich Bridge Assessment Conference (MBAC), Universität der Bundeswehr München, Neubiberg, 2009.

7 Glossar, Abkürzungen und Verweise

7.1 Glossar

Adaptive Sampling Verfahren zur Steigerung der Genauigkeit und Effizienz bei Simulationsmethoden (Monte-Carlo-Methode)

Adaptives Antwortflächenverfahren (engl. *Adaptive Response Surface Method*, ARSM)

ALARP (*as low as reasonable practicable*) Risikoakzeptanzkriterium

Anamnese Ergebnis einer Erhebung im Rahmen der ärztlichen Tätigkeit, fasst die Leidensgeschichte eines Patienten aus seiner persönlichen Erfahrung zusammen

Antwortflächenverfahren (engl. *Response Surface Method*, RSM)

Aufnehmer → Sensor

Ausfall Ausfall einer technischen Betrachtungseinheit entsteht, wenn die zulässige Abweichung von einem Leistungsziel dieser technischen Betrachtungseinheit überschritten wird.

- a) Primärer Ausfall (Ausfall bei zulässigen Einsatzbedingungen einer Komponente)
- b) Sekundärer Ausfall (Folgeausfall, Ausfall bei unzulässigen Einsatzbedingungen einer Komponente)
- c) Kommandierter Ausfall (Ausfall trotz funktionsfähiger Komponente infolge einer falschen bzw. fehlenden Anregung oder des Ausfalls einer Hilfsquelle)

Basisvariable Bemessungsrelevante stochastische Größe, für die eine Verteilungsfunktion aufgrund einer statistischen Erhebung (Messung) vorliegt; Verteilungsfunktionen anderer bemessungsrelevanter Größen werden aus denen der Basisvariablen mit Hilfe mathematischer Wahrscheinlichkeitstheorie errechnet.

Baulicher Unterhalt umfasst bauliche Maßnahmen kleineren Umfangs ohne nennenswerte Anhebung des Gebrauchswerts

Betrieblicher Unterhalt beinhaltet kleinere Maßnahmen, die zur Sicherung der Substanz, Funktion und Verkehrssicherheit erforderlich sind

Bauabnahme Übergang von der Ausführungs- in die Nutzungsphase (lt. Bauordnung). Verantwortlichkeiten gehen auf den Bauherrn über.

Bauwerksunterhaltung gliedert sich in → „Betrieblichen Unterhalt“ und → „Baulichen Unterhalt“

Bayes'sche Statistik Zusätzliche Informationen werden bei der Abschätzung der Wahrscheinlichkeiten berücksichtigt. Ausgehend von a priori gegebenen Wahrscheinlichkeiten (z. B. aus Erfahrung) werden durch Einbau weiterer Informationen unter Berücksichtigung eines Prädiktors a posteriori-Werte der Wahrscheinlichkeit (verbesserte Werte) bestimmt.

Beanspruchbarkeit Widerstand, z. B. Aufnehmbare Spannung, zulässige Verformung

Beanspruchung Auswirkung einer Einwirkung (Last), z. B. Spannung, Schnittgröße oder Verformung

Begleitender Wichtungsfaktor Abminderung für Einwirkungen bzw. Widerstände, die nicht den größten Streuungseinfluss haben (siehe auch „Globaler Wichtungsfaktor“)

Besichtigung i. d. R. jährliche Inspektion ohne zusätzliche Hilfsmittel, jedoch unter Nutzung vorhandener Besichtigungseinrichtungen. Kontrolle von begehbaren Hohlräumen, von der Verkehrsebene und vom Geländeniveau auf offensichtliche Mängel oder Schäden.

Birth Certificate → Geburtszertifikat

Boolesche Variable → [2.137], S. 86

Charakteristischer Wert Bezugsgröße einer Basisvariablen für den Teilsicherheitsbeiwert, zumeist obere (98% für Einwirkungen) oder untere (5% für Widerstände) Quantile, z. T. auch Mittelwert

Decision Triangle → Entscheidungs-Dreieck

Deterministisch bestimmbare Größe mit einem festen Wert (nicht streuend)

Differentialtransformator Spezialform eines Transformators, bestehend aus einer Primärspule und zwei Sekundärspulen. Die Sekundärspulen sind gegenphasig in Reihe geschaltet, so dass sich die Spannungen an ihren Anschlüssen subtrahieren. Die resultierende Spannung ist genau dann Null, wenn die beiden Spulen und die gesamte Konstruktion symmetrisch aufgebaut sind. Wird die Symmetrie gestört, so entsteht eine Ausgangsspannung, deren Phase in Bezug zur Erregung (Primärspannung) die Richtung und deren Wert die Größe der Asymmetrie angibt. → LVDT / Induktiver Wegaufnehmer

Dispersion → Varianz

Eichung die vom Gesetzgeber vorgeschriebene Prüfung eines Messgerätes auf Einhaltung der zu Grunde liegenden eichrechtlichen Vorschriften. Entspricht einer gesetzlich vorgeschriebenen, auf nationale Standards rückführbaren *Kalibrierung*.

Einfache Prüfung nach DIN 1076: ohne Hilfsmittel als intensive erweiterte Sichtprüfung

Elektrochemischer Sensor nutzen z. B. katalytische Wirkung, Ionisation und Partialdruckunterschiede. Anwendung: z. B. Lambdasonde (Ionenleitfähigkeit)

Empfindlichkeit Änderung des Wertes der Ausgangsgröße (auch elektrische Spannung) eines Messgerätes bezogen auf die sie verursachende Änderung des Wertes der Eingangsgröße (DIN 1319).

Entscheidungsbaum → Bild 2-48 auf Seite 92

Entscheidungs-Dreieck → Bild 2-1 auf Seite 10

Ereignisbaum → Bild 2-51 auf Seite 95

Ergodisch Ein stochastischer Prozess wird als ergodisch bezeichnet, wenn die Parameter, die man aus einer Stichprobenfunktion erhält, als Approximation für die Parameter der Grundgesamtheit gelten

Erneuerung umfasst nach DIN 1076 (1997) den Ersatz von Bauwerksteilen bzw. eines ganzen Bauwerks durch Abbruch und Neubau, wodurch der volle Gebrauchswert wiederhergestellt wird.

Erwartungswert μ , m (engl. *mean value, mean*), auch Mittelwert $E(Y)$, entspricht dem statistischen Moment 1. Ordnung, wird für eine Stichprobe mit m statt μ bezeichnet

Exzeß ε (engl. *excess*), gibt an, ob der Gipfel der Verteilungsdichte bzgl. einer Normalverteilung spitzer ($\varepsilon > 0$) oder flacher ($\varepsilon < 0$) ist.

Faser-Bragg-Gitter In Lichtwellenleiter eingeschriebene optische Interferenzfilter. In dem Faserkern entsteht eine periodische Modulation der Brechzahl, mit hohen und niedrigen Brechzahlbereichen, die das Licht einer bestimmten Wellenlänge zurück reflektiert. Wellenlängen, die innerhalb der Filterbandbreite liegen, werden reflektiert. Anwendung: z. B. als Sensoren für Temperatur und Dehnung anhand der sich ändernden reflektierten Wellenlänge

Fehler Abweichung zwischen Soll- und Ist-Verhalten bzw. Soll- und Ist-Ergebnis

Fehlerbaum graphische Darstellung der logischen Zusammenhänge zwischen des Fehlerbaumeingängen, die zu einem vorgegebenen unerwünschten Ereignis führen, siehe Abs. 2.6.2

Fehlerbaumanalyse (engl. *fault tree analysis*) deduktives Verfahren, um die Wahrscheinlichkeit eines Systemausfalls mit Hilfe der Einzelversagenswahrscheinlichkeiten seiner Komponenten zu bestimmen

Fehlerrechnung Verfahren, um die Einflussnahme der Messfehler auf das Messergebnis quantitativ zu bestimmen

FORM (engl.: *First-Order-Reliability Method*) (Zuverlässigkeitsmethode erster Ordnung): Zuverlässigkeitsberechnung mit Hilfe von zwei statistischen Momenten (z. B. Mittelwert und Varianz) und linearisierter Grenzzustandsfunktion.

Fraktile Synonym für Quantile

Frequentistische Statistik Die Realisationen einer interessierenden Eigenschaft werden gezählt und auf die Grundgesamtheit bezogen. Beispiel: Güteprüfung bei Betonkörpern, um einen Quantilwert als charakteristische Festigkeit zu definieren.

Fühler → Sensor

Funktionselement unterste Betrachtungseinheit eines Funktionssystems. Sie darf nur eine elementare Funktion beschreiben, z. B. schalten, drehen,, sperren, öffnen, mit Energie versorgen.

Geburtszertifikat (engl.: *Birth certificate*)

Ein Dokument, Bericht oder technische Informationssammlung (abhängig von der Größe und Komplexität des betrachteten Bauwerks) mit den ingenieurspezifischen Informationen. Formell werden Form und Zustand der Konstruktion unmittelbar nach der Bauphase dokumentiert. In diesem Dokument sind alle speziellen Eigenschaften und Parameter, die für die Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit relevant sind, abgelegt (z. B. Betondeckung, Permeabilität, Umgebungsbedingungen, Qualität der am Bau Beteiligten etc.). Auch spätere Eingriffe und Änderungen sind hier zu dokumentieren.

Gefahr Sachlage, bei der das Risiko das Grenzkrisiko überschreitet

Globaler Wichtungsfaktor für Einwirkungen bzw. Widerstände mit dem größten Streuungseinfluss (Leitwerte) werden die vollen Bemessungswerte angesetzt, für alle anderen (Begleitwerte) abgeminderte Werte

Grenzkrisiko das größte noch vertretbare / akzeptable Risiko

Grenzzustand (engl.: *Limit State*)

Zustand einer Konstruktion zwischen Sicherheit und Unsicherheit / Zuverlässigkeit und Unzuverlässigkeit

Grenzzustandsbedingung, -funktion (engl.: *Limit State Function*)

Mathematische Funktion, die den Grenzzustand beschreibt; als Ungleichung (Sicherheitsungleichung) formuliert, wird über die Grenzzustandsbedingung auch der sichere Zustand oder der unsichere Zustand definiert.

Hauptprüfung nach DIN 1076: erste Hauptprüfung vor der Abnahme, zweite vor Ablauf der Gewährleistungsfrist, anschließend alle sechs Jahre. Handnahe Prüfung aller schwer zugänglichen bauwerksteile ggf. unter Zuhilfenahme von Hilfsmitteln. Suche nach versteckten Schäden und Mängeln sowie vermessungstechnische Kontrollen.

HDI (*Human Development Index*) Risikoakzeptanzkriterium

Hind- and forecasting Bezug: Beanspruchungsermittlung für die Vergangenheit und Zukunft (Prognose)

Human Factors Einflüsse, die von einem technischen System (z.B. Bauwerk) auf den Menschen einwirken oder mit denen er auf das technische System einwirkt (Interaktion – Schnittstellen). Dazu zählen auch organisatorische Faktoren, Arbeitsteilung oder Managemententscheidungen.

ICAF (*Implied Costs of Averting a Fatality*) Risikoakzeptanzkriterium

Induktiver Wegaufnehmer → LVDT / Differentialtransformator

Inhärente Schäden Schäden durch planmäßige und unplanmäßige Einwirkungen bei Bestandsbauten

Instandhaltung Kombination aller technischen und administrativen Maßnahmen sowie Maßnahmen des Managements während des Lebenszyklus einer Betrachtungseinheit zur Erhaltung des funktionsfähigen Zustandes oder Rückführung in diesen, so dass sie die geforderte Funktion erfüllen (Definition nach DIN 31051).

Instandsetzung umfasst bauliche Maßnahmen größeren Umfangs, die der Wiederherstellung des planmäßigen Zustandes eines Bauwerks oder seiner Bauteile dienen

Importance Sampling Verfahren zur Steigerung der Genauigkeit und Effizienz bei Simulationsmethoden (Monte-Carlo-Methode)

Inferenz Theorie, um von der Stichprobe mit dem Umfang n auf die Grundgesamtheit schließen zu können

Inspektion (engl. *Inspection*) umfasst Maßnahmen zur Feststellung und Beurteilung des Ist-Zustandes einer Betrachtungseinheit einschließlich der Bestimmung der Ursachen der Abnutzung und dem Ableiten der notwendigen Konsequenzen für eine künftige Nutzung. Da keine Tätigkeiten zur Zustandsverbesserung enthalten sind, sind Inspektionen bei festgestellten oder erwarteten Abnutzungen nicht ausreichend zur Erhaltung der Funktionsfähigkeit (Definition nach DIN 31051)

Intangible Schäden (→ vgl. tangible Schäden)

Intervention Maßnahme, um den Zustand einer Konstruktion vor/nach einem Schaden zu verbessern und den geänderten oder prognostizierten Randbedingungen anzupassen.

Johnson-Kurve Verteilungsfunktion, die in Simulationsmethoden angewendet wird, ähnlich der Normalverteilung

Justierung exaktes Einstellen einer Messgröße oder Anzeige eines Instruments bzw. Einstellen oder Abgleichen eines Messgerätes, um systematische Messabweichungen so weit zu beseitigen, wie es für die vorgesehene Anwendung erforderlich ist.

Kalibrierung Vergleich der mit einem Messgerät ermittelten Werte mit denen einer Referenz oder eines Normals. Dabei wird ermittelt, wie groß die Abweichung zwischen beiden Werten ist oder ob diese Abweichung innerhalb bestimmter Schranken liegt.

Kapazitiver Sensor beruhen auf einer Änderung der Kapazität eines Kondensators. Anwendung: z. B. Differentialsensor (Weg oder Winkel), Drucksensor oder Füllstandssensor

Komponente unterste Betrachtungseinheit eines technischen Systems, für die eine Zuverlässigkeitsangabe gemacht werden kann. Jeder Komponente sind ein oder mehrerer Funktionselemente zugeordnet.

Konfidenzintervall auch Vertrauensbereich
Begriff aus der mathematischen Statistik, der die Lageschätzung eines Parameters präzisiert (z. B. Mittelwert). Das Vertrauensintervall schließt einen Bereich um den geschätzten Wert des Parameters ein, der – vereinfacht gesprochen – mit einer zuvor festgelegten Wahrscheinlichkeit die wahre Lage des Parameters trifft. Ein Vorteil des Konfidenzintervalls gegenüber der Punktschätzung eines Parameters ist, dass man an ihm direkt die Signifikanz ablesen kann. Ein zu breites Vertrauensintervall weist auf einen zu geringen Stichprobenumfang hin. Entweder liegt tatsächlich eine geringe Stichprobe vor, oder das untersuchte Phänomen ist so variabel, dass nur durch eine unrealistisch große Stichprobe ein Konfidenzintervall von akzeptabler Breite erreicht werden könnte.

Konfidenzniveau Aussagewahrscheinlichkeit bzw. statistische Sicherheit, dass die Ergebnisgröße in einem zuvor definierten Intervall liegt

Kurtosis Anteil am Exzeß

Laufende Beobachtung vierteljährliche allgemeine Überwachung der Verkehrswege zur Feststellung der Verkehrssicherheit im Rahmen der Streckenkontrollen; halbjährliche Begutachtung ohne besondere Hilfsmittel auf offensichtliche Schäden und Mängel

Lebensdauermanagement → Life Cycle Engineering

Limit State Function → Grenzzustandsbedingung

Life Cycle Engineering → Abs. 2.8.6.3

LQI (life quality index) Risikoakzeptanzkriterium

LVDT Linear variabler Differentialtransformator (LVDT). Anwendung eines → *Differentialtransformators* / *Induktiven Wegaufnehmers*. An einer Primärspule liegt eine konstante Wechselspannung mit einer Frequenz zwischen 1 bis 10 kHz an. Ein mechanisch beweglicher Weicheisenkern verändert die Kopplungsfaktoren zwischen den Spulen. Sofern sich der Weicheisenkern in der Mittellage befindet ist die Anordnung symmetrisch und es entsteht kein Ausgangssignal. Anderenfalls verändert sich die magnetische Kopplung und es entsteht eine Ausgangsspannung an den Sekundärspulen, die ausgewertet werden kann.

Magnetoelastischer Sensor beruhen auf dem Effekt der magnetischen Permeabilitätsänderung bei Längenänderung (umgekehrte Magnetostriktion). Anwendung: z. B. zur Drehmoment- oder Kraftmessung.

Markov-Matrix Auswerteverfahren für die Schadensakkumulation unter Ermüdungsbeanspruchung, insbesondere im Bereich der Windenergie

Mathematisches Modell Modell zur Erfassung der wesentlichen Eingangsparameter einer Problemstellung, um diese in einem berechenbaren Gleichungssystem zur Vorhersage des beobachteten Systems zu nutzen. Dies sind zum einen analytische Untersuchungen als auch Approximationen mittels numerischer Verfahren.

MEM Minimale Endogene Mortalität: Risikokriterium = $2 \cdot 10^{-4}$ Todesfälle pro Person und Jahr

MEMS Micro-Electro-Mechanical System → Abs. 3.2.4.1

Messaufnehmer → Sensor

Messfühler → Sensor

Messgerät dient zur Bestimmung von geometrischen und physikalischen Größen. Meistens führen sie eine zu messende Dimension auf eine bekannte Größe bzw. Einheit zurück.

Messgerätefehler die vom Messgerät erfasste Größe wird i. d. R. nicht richtig angezeigt. Diese systematischen Fehler werden üblicherweise als Grenzwert (Fehlergrenze) und in seltenen Fällen auch als sog. Fehlerkurven zu dem Messwert angegeben. Bei Fehlergrenzen der Eingangsgrößen lässt sich mit der Fehlerfortpflanzungs-Regeln die Fehlergrenze der Ausgangsgröße berechnen.

Messkette Die zur *Aufnahme der Messgröße*, zur *Weiterleitung* und *Umformung* eines Messsignals und zur *Bereitstellung des Messwertes* als Abbild der Messgröße erforderlichen Geräte.

Messumformer nach DIN 1319 ein Messmittel (Messgerät, Messeinrichtung), das eine Eingangsgröße entsprechend einer festen Beziehung in eine Ausgangsgröße umformt.

Messwandler Messumformer, die am Eingang und Ausgang dieselbe physikalische Größe aufweisen und ohne Hilfsenergie arbeiten

Modell vereinfachtes Abbild der Realität unter einer bestimmten Sicht

Monitoring Überwachung und Aufzeichnung von Einwirkungen (z. B. Wind), Beanspruchungen (z. B. Schnittgrößen), Auswirkungen (z. B. Verformungen), Material- und Konstruktionseigenschaften (z. B. Widerstände) über die Zeit. Auch geeignet, um Bauwerksreaktionen prozessabhängig zu regulieren (z. B. Last- oder Verformungsmessungen als Regelgröße einer Ampel)

Motes kabelloser Sensorknoten → Abs. 3.2.4.1

Nennsicherheitsbeiwert → Quantilen-Sicherheitsbeiwert

Nennsicherheitszone vgl. Sicherheitszone und Sicherheitsbeiwert

Optoelektronischer Sensor wandelt optische Informationen (i. d. R. sichtbares Licht, Infrarotstrahlung und ultraviolettes Licht) in elektrisch auswertbare Signale um. Grundlage der optischen Sensoren ist die Wandlung der Signale durch quantenmechanische Effekte von Licht (Fotoeffekt). Anwendung: z. B. bei Lagemessungen (z. B. Lichtschranke), Drehzahl- und Winkelmessung (z. B. Inkrementalgeber) sowie bei der Abstandsmessung.

Piezelektrischer Sensor beruht auf dem Piezelektrischen Effekt. Anwendung: z. B. als Kraftaufnehmer, Drucksensor, Beschleunigungsaufnehmer

Potentiometer → Abs. 3.2.2.2

Prädiktor bekannte Vorinformation über den untersuchten Zustand

proaktiv Preventivmaßnahme, Maßnahme zur frühzeitigen Schadenregulierung, bevor ein Schaden eine Maßnahme erforderlich macht (↔ reaktiv)

Probabilistisch auf wahrscheinlichkeitstheoretischer Grundlage abgeleitet

Probabilistisches Sicherheitskonzept vgl. Stufe II, III und IV

Prozedur → Verfahrensvorschrift

Prüfung nach DIN 1076 unterteilt in →einfache Prüfung, →Hauptprüfung, →Prüfung aus besonderem Anlass und →Prüfung nach besonderen Vorschriften. Die einfache Prüfung und die Hauptprüfung werden alle sechs Jahre alternierend durchgeführt.

Prüfung aus besonderen Anlass nach DIN 1076: auch Sonderprüfung, wenn die Ergebnisse aus der →laufenden Beobachtung oder der →Besichtigung eine intensivere Untersuchung erfordern. Anlassbezogene Prüfung, auch nach größeren Ereignissen. Kein Ersatz für eine Haupt- oder einfache Prüfung.

Quantile Definierter Wert in einer Verteilungsfunktion zur Festlegung einer Unter- bzw. Überschreitungswahrscheinlichkeit.

Quantilen-Sicherheitsbeiwert Verhältnis einer Quantile der Beanspruchbarkeit zu einer Quantile der Beanspruchung

Rainflow-Methode Zählverfahren für die Schadensakkumulation → [2.170]

Reservoir-Methode Zählverfahren für die Schadensakkumulation → [2.170]

Restrisiko Risiko für eine Konstruktion oder Anlage, die nach dem Stand der Technik auf Grund eines sicherheitstheoretischen Bemessungsverfahrens erstellt wurde. Das Restrisiko ergibt sich aus der Unmöglichkeit, alle möglichen zukünftigen Ereignisse zu erfassen.

reaktiv Reaktion, Maßnahme nachdem ein Schaden eingetreten ist (\Leftrightarrow proaktiv)

Risiko Wagnis, Gefahr, Verlustmöglichkeit bei einer unsicheren Unternehmung; Produkt aus der Auftrittswahrscheinlichkeit eines Ereignisses (Eintrittswahrscheinlichkeit) und des beim Ereigniseintritt zu erwartenden Schadensausmaßes (z. B. Kosten)

Schadensakkumulation Zusammenfassung der vorhandenen und zulässigen Beanspruchung durch eine geeignete Hypothese (z. B. Palmgren-Miner-Hypothese) mit dem Ergebnis einer Schadenssumme D ($D < 1$: sicher, $D > 1$: unsicher)

Schädigungsakkumulation → Schadensakkumulation

Schirmung Die Schirmwirkung nicht ferromagnetischer metallischer Gehäuse gegen magnetische Wechselfelder beruht auf Wirbelströmen: Beim Auftreffen dieser Felder werden im Gehäuse Wirbelströme induziert, deren Magnetfeld die auftretenden Felder anteilig kompensiert. Die Quantität einer Schirmwirkung wird mit der Größe Schirmdämpfung erfasst.

Semi-probabilistisches Sicherheitskonzept (= halb-probabilistisch): wahr-scheinlichkeitstheoretisch abgeleitet und durch statistische Methoden und mathematische Wahrscheinlichkeitstheorie in feste (deterministische) Zahlenwerte umgerechnet; Bemessung wird mit Teilsicherheitsbeiwerten und Quantilwerten für Beanspruchung und Beanspruchbarkeit für eine definierte Zuverlässigkeit durchgeführt (vgl. Stufe I).

Sensor technisches Bauteil, das bestimmte physikalische oder chemische Eigenschaften (z. B. Temperatur, Feuchtigkeit, Druck oder Beschleunigung) qualitativ oder als Messgröße quantitativ erfassen kann

Sicherheit Sachlage, bei der das Risiko kleiner als das Grenzkrisiko ist.

Sicherheitsbeiwert Multiplikator für Beanspruchbarkeiten und Beanspruchungen, oft auch Synonym für den Sicherheitsfaktor

Sicherheitsfaktor Verhältnis von Beanspruchbarkeit R zu Beanspruchung E

Sicherheitsindex β vgl. Zuverlässigkeitsindex β

Sicherheitszone Differenz von Beanspruchbarkeit R und Beanspruchung E ; die zugehörige zentrale Sicherheitszone bezieht sich auf Mittelwerte, die Quantilensicherheitszone auf Quantilen (vgl. auch Sicherheitsfaktor)

SORM 1 vgl. SORM. Grenzzustandsfunktion wird im Bemessungspunkt durch einen quadratischen Ansatz approximiert und die Krümmung berechnet.

SORM 2 vgl. SORM: Grenzzustandsfunktion wird punktweise quadratisch approximiert.

SORM *Second-Order-Reliability Method* (Zuverlässigkeitsmethode zweiter Ordnung): Zuverlässigkeitsberechnung mit Hilfe von zwei statistischen Momenten (z. B. Mittelwert und Varianz) und nichtlinearer Grenzzustandsfunktion.

Standardabweichung σ , s (engl. *standard deviation*), Wurzel aus der Varianz, wird für eine Stichprobe mit s statt σ bezeichnet

Stochastisch zufallsabhängig

Stufe I (Level I) Sicherheitskonzept, bei dem alle wahrscheinlichkeitstheoretischen Zusammenhänge in feste Zahlenwerte (Teilsicherheitsbeiwerte und Kombinationsbeiwerte) umgerechnet werden; der Sicherheitsnachweis wird mit definierten Teilsicherheitsbeiwerten geführt.

Stufe II (Level II) Sicherheitskonzept, bei dem alle wahrscheinlichkeitstheoretischen Zusammenhänge näherungsweise durch Beschreibung in Normalverteilungen beschrieben werden (ggf. durch Korrekturbeiwerte bzw. Umrechnungen für andere Verteilungsfunktionen); der Sicherheitsnachweis kann über den zulässigen Zuverlässigkeitsindex β geführt werden.

Stufe III (Level III) Sicherheitskonzept, bei dem alle wahrscheinlichkeitstheoretischen Zusammenhänge berücksichtigt werden; der Sicherheitsnachweis wird über eine zulässige Versagenswahrscheinlichkeit geführt.

Stufe IV (Level IV) Sicherheitskonzept, bei dem ökonomische Optimierungen durch geeignete Gewichtsfunktionen berücksichtigt werden. Die wahrscheinlichkeitstheoretischen Zusammenhänge werden in der Regel wie bei den Verfahren Stufe II beschrieben.

System eine Zusammenfassung von technisch-organisatorischen Mitteln zur autonomen Erfüllung eines Aufgabenkomplexes. Unterscheidung zwischen Technischen System und Funktionssystem. Entsprechend den unterschiedlichen Funktionen eines technischen Systems sind diesem ein oder mehrere Funktionssysteme zugeordnet.

Systemanalyse Untersuchung eines technischen Systems und zwar: a) der Systemfunktion, insbesondere der Leistungsziele und der zulässigen Abweichungen von diesen Leistungszielen
b) der vom System nicht beeinflussbaren Umgebungsbedingungen
c) der Hilfsquellen des Systems, z. B. Energieversorgung
d) der Komponenten des Systems
e) der Organisation und des Verhaltens des Systems

systematischer Fehler Messfehler, die sich bei wiederholter Messung im Mittel nicht ausgleichen (\rightarrow Zufallsfehler)

tangible Schäden Schäden, die nicht monetär zu bewerten sind (soziale, kulturelle, ökologische)

Teilsicherheitsbeiwert Multiplikator für Beanspruchung oder Divisor für Beanspruchbarkeit (charakteristische Werte) zur Umrechnung der stochastischen Variablen in Bemessungswerte

Teilsystem eine Kombination von Komponenten, um zusammenhängende Aufgaben innerhalb eines technischen Systems zu lösen. Ein Funktionsteilsystem ist eine Kombination von Funktionselementen, um zusammenhängende Aufgaben innerhalb eines Funktionssystems zu lösen.

Varianz σ^2 (engl. *variance*), auch Dispersion (engl. *dispersion*) $D(Y)$, entspricht dem zentrierten Moment 2. Ordnung (2. Zentralmoment). Die Varianz beschreibt die Streuung der Zufallsvariablen Y um den Erwartungswert.

Variationskoeffizient v (engl. *variation coefficient*), dimensionsloser Koeffizient als anschauliches Maß der Streuung bzgl. des Mittelwertes (Standardabweichung / Mittelwert).

Verfahrensvorschrift Festlegung für das Bedienen bei Betrieb oder bei Notsituationen, für Instandhaltung, Instandsetzung, Handhabung, Transport, Informationsfluß usw.

Vertrauensbereich → Konfidenzniveau

Vertrauensintervall → Konfidenzintervall

VSL (*Value of a Statistical Life*) Risikoakzeptanzkriterium → Abs. 2.1.3

Wartung Maßnahmen zur Verzögerung des Abbaus des vorhandenen Abnutzungsvorrats (Definition nach DIN 31051)

Weigh-in-Motion Achslasterfassungseinrichtung bei Fernstraßen → Abs. 3.2.2.6

Wichtungsfaktor gibt den Einfluss (gewichteten Anteil) einer Basisvariable an der Zuverlässigkeit an, ausgedrückt durch den Zuverlässigkeitsindex β

WTP (*Willingness to Pay*) Risikoakzeptanzkriterium → Abs. 2.1.3

Wirbelstrom wenn sich ein elektrischer Leiter in einem Magnetfeld bewegt, dann wird in diesem Leiter eine Spannung induziert. Man nennt sie Wirbelströme, weil die Induktionsstromlinien wie Wirbel in sich geschlossen sind und keine festen Bahnen haben. Durch diese Spannung wird ein Wirbelstrom erzeugt, wenn das Magnetfeld entweder inhomogen ist oder sich ein Teil des Leiters außerhalb des Magnetfeldes befindet.

Zeitinvariant zeitunabhängig

Zeitvariant zeitabhängig

Zentrale Sicherheitszone vgl. Sicherheitszone und Zentraler Sicherheitsbeiwert

Zentraler Sicherheitsbeiwert γ_{ges} Verhältnis von Mittelwert der Beanspruchbarkeit zu Mittelwert der Beanspruchung

Zentraler Sicherheitsfaktor → Zentraler Sicherheitsbeiwert

Zerstörungsfreie Prüfmethoden Methoden zur Bestimmung wesentlicher Widerstandparameter wie Druck- und Zugfestigkeit, Betondeckung etc. mit entspr. Geräten wie z. B. Schmidt-Hammer, Haftzugprüfgerät, Bewehrungsortungsgerät u.a.

Zufallsfehler Messfehler, die sich bei wiederholter Messung im Mittel aufheben (→ systematischer Fehler) z. B. unvermeidliche Wechselwirkungen der Umgebung mit dem gemessenen Prozess, Ungenauigkeiten des Messgerätes, indirekte Messung, Ungenauigkeit bei der Ablesung oder bei der Interpretation der Ablesungen

Zuverlässigkeitsindex β Hilfwert zur Berechnung operativer Versagenswahrscheinlichkeiten auf der Grundlage der standardisierten Normalverteilung

Weitere Begriffsdefinitionen sind z. B. in [R.8]], [R.21],[R.76], [3.3], [3.4] etc. enthalten.

7.2 Abkürzungen

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ALARP	As Low As Reasonably Practicable
ARSM	Adaptive Response Surface Method (Spezielles Antwortflächenverfahren)
BAM	Bundesanstalt für Materialprüfung
BAST	Bundesanstalt für Straßenbau
BAW	Bundesanstalt für Wasserbau
BMIS	Bridge Management Information System
CEB	Comité Euro-International du Béton
CENELEC	Comité Européen de Normalisation Electrotechnique
DGfZfP	Deutsche Gesellschaft für zerstörungsfreie Prüfung
EOTA	European Organisation for Technical Approvals
ETA	European Technical Approvals
ETAG	European Technical Approval Guide
EURASEM	GESA in Europa
fib	Fédération International du Béton
FMEA	Failure Mode and Effect Analysis
FORM	First Order Reliability Method (Zuverlässigkeitsverfahren erster Ordnung)
ForWind	Forschungsverbund im Bereich der Windenergie der Universitäten Bremen, Hannover und Oldenburg
GESA	Gesellschaft für experimentelle Strukturanalyse im VDI
GigaWind	Forschungsk Kooperation einiger Institute der LUH im Bereich WEA
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
HCF	High Cycle Fatigue Ermüdung unter Lastwechselzahlen zwischen 10^4 bis 10^6

HPC	High Performance Concrete, Hochfester Beton Beton der Güte C60 bis C100
IABSE	International Association for Bridge and Structural Engineering
LCA	Life Cycle Assessment/Analysis
LCC	Life Cycle Cost
LCE	Life Cycle Engineering
LCM	Life Cycle Management
LUH	Leibniz Universität Hannover
IWT	Induktiver Wegaufnehmer
LCE	Life-Cycle-Engineering
LCF	Low Cycle Fatigue Ermüdung unter Lastwechselzahlen $< 10^4$
LVDC	linear variable differential choke coil → induktiver Wegaufnehmer (IWT)
LVDT	linear variable differential transformer → induktiver Wegaufnehmer (IWT)
NDE	Non-destructive-evaluation
NDT	Non-destructive testing (→ zerstörungsfreie Prüfung, ZfP)
NTH	Niedersächsische Technische Hochschule (Verbund der Leibniz Universität Hannover, der technischen Universität Braunschweig und der Universität Clausthal)
OWEA	Offshore Windenergieanlagen
POTI	Potentiometer
PRA	Probabilistic Risk Analysis (→ 2.1)
PSA	Probabilistic Safety Analysis (→ 2.1) Probability Safety Assessment
PSB	Probabilistische Sicherheitsbewertung
RSM	Response Surface Method (Antwortflächenverfahren)
SFARP	So Far As Reasonably Practicable
SHM	Structural Health Monitoring
SLS	Serviceblity Limit State → GZG
SORM	Second Order Reliability Method
VHCF	Very High Cycle Fatigue Ermüdung unter Lastwechselzahlen $> 10^7$
UHPC	Ultra High Performance Concrete, Ultrahochfester Beton Beton der Güte $> C100$ ($> C150$)
ULS	Ultimate Limit State → GZT
WEA	Windenergieanlagen

WIM → Weigh-in-Motion
ZfP → zerstörungsfreie Prüfung

7.3 Forschungsverbunde und Kongresse

SFB 96 Sonderforschungsbereich 96: Zuverlässigkeit der Bauwerke, München.
SFB 398 Sonderforschungsbereich 398: Lebensdauerorientierte Entwurfskonzepte unter Schädigungs- und Deteriorationsaspekten. Bochum.
SFB 477 Sonderforschungsbereich 477: Sicherstellung der Nutzungsfähigkeit von Bauwerken mit Hilfe innovativer Bauwerksüberwachung. Braunschweig.
SFB 524 Sonderforschungsbereich 524: Werkstoffe und Konstruktionen für die Revitalisierung von Bauwerken. Weimar.
SFB 805 Sonderforschungsbereich 805: Beherrschung von Unsicherheiten bei lasttragenden Systemen des Maschinenbaus. Darmstadt.
SPP 1182 Schwerpunktprogramm 1182: Nachhaltiges Bauen mit Ultra-Hochfestem Beton zur Leistungssteigerung, Umweltentlastung und Kostensenkung im Betonbau.
GRK 802 Graduiertenkolleg 802: Risikomanagement bei Natur- und Zivilisationsgefahren für Bauwerke und Infrastrukturanlagen. Braunschweig.
GRK 1462 Graduiertenkolleg 1462: Bewertung gekoppelter numerischer Partialmodelle im Konstruktiven Ingenieurbau
FG 537 Forschergruppe 537: Modellieren von Bewehrungskorrosion
FI Sicherheit Forschungsinitiative Sicherheit, Leibniz Universität Hannover

Danubia-Adria-Symposium (Donau-Adria-Symposium) Experimental Mechanics

ESREL: European Safety & Reliability Conference (www.esrel2011.com)

EURACEM European Society for Experimental Mechanics

IABMAS International Association for Bridge Maintenance and Safety
(www.iabmas2012.org/)

IALCCE International Association for Life Cycle Civil Engineering (www.ialcce.org/)

ICEM Experimental Mechanics (DMS-Messtechnik)

SAMCO European Association on Structural Assessment Monitoring and Control

SEM Californien, USA, 28.9-1.10.2011

Sensor&Test Nürnberg, jährlich (Mai)

CONTECVET A validated users manual for assessing the residual service life of concrete structures. Manual for assessing concrete structures affected by ASR. EC Innovation Programme Project IN30902I. Preparation of document led by
Part 1: British Cement Association, 2000;

Part 2: Geocisa and Intituto Eduardo Tottoja of Construction Science, 2000;
Part 3: Lund Insituite of Technology, 2000;
Part 4: SwedishCement and Concrete Research Institute, 2001.

DURACRETE

LIFECON Life Cycle Management of Concrete Infrastructures for Improved Sustainability, Competitive and Sustainable. 16 Teilprojekte im Bereich Life-Cycle-Engineering und – Management, 2003-2004.

NORECON Network on repair and maintenance of concrete structures. Task 1 – 3. Norwegian Public Roads Administration, 2004.

REHABCON Strategy for maintenance and rehabilitation of concrete structures.
www.cbi.se

Sustainable Bridges Assessment for future traffic demands and longer lives.
European Commission 6th Framework Programme. (www.sustainablebridges.net)

8 Anhang

8.1 Statistik

8.1.1 Gebräuchliche statistische Verteilungen

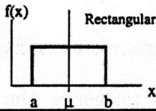
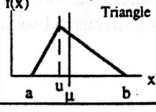
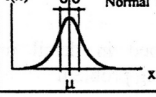
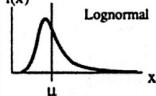
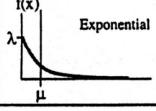
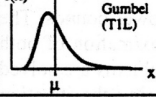
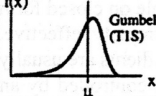
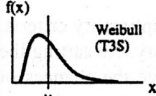
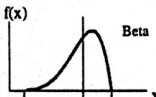
 <p>Rectangular</p> <p>$-\infty < a < b < +\infty$</p> <p>$\mu = \frac{a+b}{2}$</p> <p>$\sigma = \frac{b-a}{\sqrt{12}}$</p>	<p>$a \leq x \leq b$</p> <p>$f(x) = \frac{1}{b-a}$</p> <p>$F(x) = \frac{x-a}{b-a}$</p>
 <p>Triangle</p> <p>$-\infty < a < b < +\infty$</p> <p>$\mu = \frac{1}{3}(a+b+u)$</p> <p>$\sigma = \sqrt{\frac{1}{18}(a^2+b^2+u^2-ab-au-bu)}$</p>	<p>$a \leq x \leq u$</p> <p>$f(x) = \frac{2}{b-a} \left(\frac{x-a}{u-a} \right)$</p> <p>$F(x) = \frac{x^2-2ax+a^2}{(b-a)(u-a)}$</p> <p>$u \leq x \leq b$</p> <p>$f(x) = \frac{2}{b-a} \left(\frac{b-x}{b-u} \right)$</p> <p>$F(x) = 1 - \frac{x^2-2bx+b^2}{(b-a)(b-u)}$</p>
 <p>Normal</p> <p>$-\infty < \mu < +\infty$</p> <p>$\sigma > 0$</p>	<p>$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right)$</p> <p>$F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right) dx$</p>
 <p>Lognormal</p> <p>λ, ζ</p> <p>$\mu = \exp\left(\lambda + \frac{\zeta^2}{2}\right)$</p> <p>$\sigma = \mu \sqrt{\exp(\zeta^2) - 1}$</p>	<p>$f(x) = \frac{1}{\zeta x \sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta}\right)^2\right)$</p> <p>$F(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\zeta x \sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta}\right)^2\right) dx$</p>
 <p>Exponential</p> <p>$\lambda > 0$</p> <p>$\mu = \frac{1}{\lambda}$</p> <p>$\sigma = \frac{1}{\lambda}$</p>	<p>$x \geq 0$</p> <p>$f(x) = \lambda \exp(-\lambda x)$</p> <p>$F(x) = 1 - \exp(-\lambda x)$</p>
 <p>Gumbel (TIL)</p> <p>u, α</p> <p>$\gamma \approx 0.577216$</p> <p>$\mu = u + \frac{\gamma}{\alpha}$</p> <p>$\sigma = \frac{\pi}{\alpha\sqrt{6}}$</p>	<p>$f(x) = \alpha \cdot \exp(-\alpha(x-u) - \exp(-\alpha(x-u)))$</p> <p>$F(x) = \exp(-\exp(-\alpha(x-u)))$</p>
 <p>Gumbel (TIS)</p> <p>$\mu = u - \frac{\gamma}{\alpha}$</p> <p>$\sigma = \frac{\pi}{\alpha\sqrt{6}}$</p>	<p>$f(x) = \alpha \cdot \exp(\alpha(x-u) - \exp(\alpha(x-u)))$</p> <p>$F(x) = 1 - \exp(-\exp(\alpha(x-u)))$</p>
 <p>Weibull (T3S)</p> <p>$\varepsilon \leq x < +\infty$</p> <p>$k > 0$</p> <p>$\mu = \varepsilon + (u-\varepsilon)\Gamma\left(1+\frac{1}{k}\right)$</p> <p>$\sigma^2 = (u-\varepsilon)^2 \left[\Gamma\left(1+\frac{2}{k}\right) - \Gamma^2\left(1+\frac{1}{k}\right) \right]$</p>	<p>$f(x) = \frac{k}{u-\varepsilon} \left(\frac{x-\varepsilon}{u-\varepsilon} \right)^{k-1} \cdot \exp\left(-\left(\frac{x-\varepsilon}{u-\varepsilon}\right)^k\right)$</p> <p>$F(x) = 1 - \exp\left(-\left(\frac{x-\varepsilon}{u-\varepsilon}\right)^k\right)$</p>
 <p>Beta</p> <p>$-\infty < a < b < +\infty$</p> <p>$r, s \geq 1$</p> <p>$\mu = a + (b-a) \cdot \frac{r}{r+s}$</p> <p>$\sigma = \frac{b-a}{r+s} \sqrt{\frac{r \cdot s}{r+s+1}}$</p>	<p>$f(x) = \frac{\Gamma(r+s)}{\Gamma(r) \cdot \Gamma(s)} \cdot \frac{(x-a)^{r-1} (b-x)^{s-1}}{(b-a)^{r+s-1}}$</p> <p>$F(x) = \frac{\Gamma(r+s)}{\Gamma(r) \cdot \Gamma(s)} \cdot \int_a^x \frac{(u-a)^{r-1} (b-u)^{s-1}}{(b-a)^{r+s-1}} du$</p>

Bild 8-1: Typische statistische Verteilungen aus [2.269]

8.1.2
Student-Verteilung

Tabelle 8.1: Quantilen der t-Verteilung nach DIN 55303 Teil 2, Tabelle 2 aus [2.104]

f	Zweiseitiger Fall		Einseitiger Fall	
	$\alpha = 0,05$	$\alpha = 0,01$	$\alpha = 0,05$	$\alpha = 0,01$
	$t_{f; 1-\alpha/2} = t_{f; 0,975}$	$t_{f; 1-\alpha/2} = t_{f; 0,995}$	$t_{f; 1-\alpha} = t_{f; 0,95}$	$t_{f; 1-\alpha/2} = t_{f; 0,99}$
1	12,706	63,657	6,314	31,821
2	4,303	9,925	2,920	6,965
3	3,182	5,841	2,353	4,541
4	2,776	4,604	2,132	3,747
5	2,571	4,032	2,015	3,365
6	2,447	3,707	1,943	3,143
7	2,365	3,499	1,895	2,998
8	2,306	3,355	1,860	2,896
9	2,262	3,250	1,833	2,821
10	2,228	3,169	1,812	2,764
11	2,201	3,106	1,796	2,718
12	2,179	3,055	1,782	2,681
13	2,160	3,012	1,771	2,650
14	2,145	2,977	1,761	2,624
15	2,131	2,947	1,753	2,602
16	2,120	2,921	1,746	2,583
17	2,110	2,898	1,740	2,567
18	2,101	2,878	1,734	2,552
19	2,093	2,861	1,729	2,539
20	2,086	2,845	1,725	2,528
21	2,080	2,831	1,721	2,518
22	2,074	2,819	1,717	2,508
23	2,069	2,807	1,714	2,500
24	2,064	2,797	1,711	2,492
25	2,060	2,787	1,708	2,485
26	2,056	2,779	1,706	2,479
27	2,052	2,771	1,703	2,473
28	2,048	2,763	1,701	2,467
29	2,045	2,756	1,699	2,462
30	2,042	2,750	1,697	2,457
40	2,021	2,704	1,684	2,423
60	2,000	2,660	1,671	2,390
120	1,980	2,617	1,658	2,358
∞	1,960	2,576	1,645	2,326

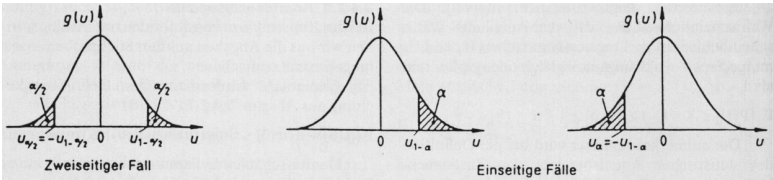


Bild 8-2: ausgewählte Quantile der Normalverteilung nach DIN 55303 Teil 2, Tabelle 1 aus [2.104]

8.2 Phasen eines Bauwerks nach VDI nach [H.18]

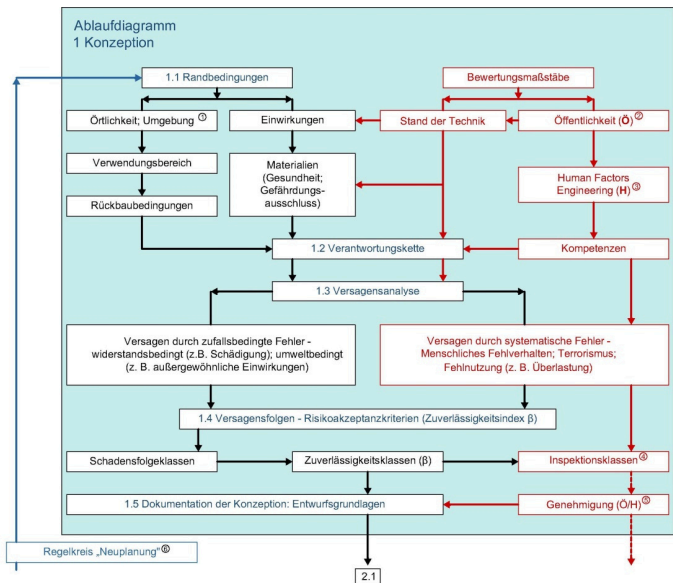


Bild 8-3: Phasen eines Bauwerks – Phase 1: Konzeption, nach [1.7]

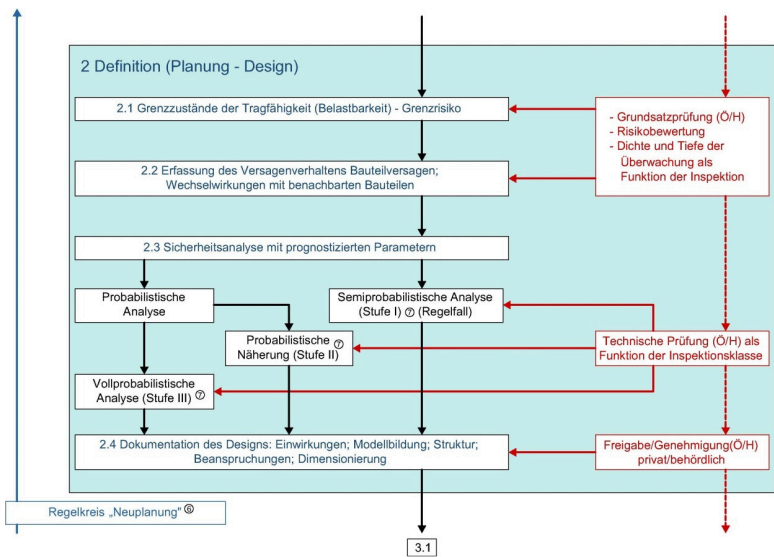


Bild 8-4: Phasen eines Bauwerks – Phase 2: Definition, nach [1.7]

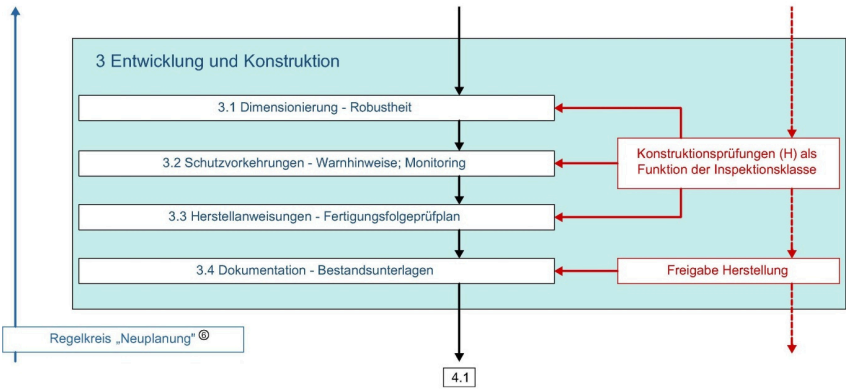


Bild 8-5: Phasen eines Bauwerks – Phase 3: Entwicklung und Konstruktion, nach [1.7]

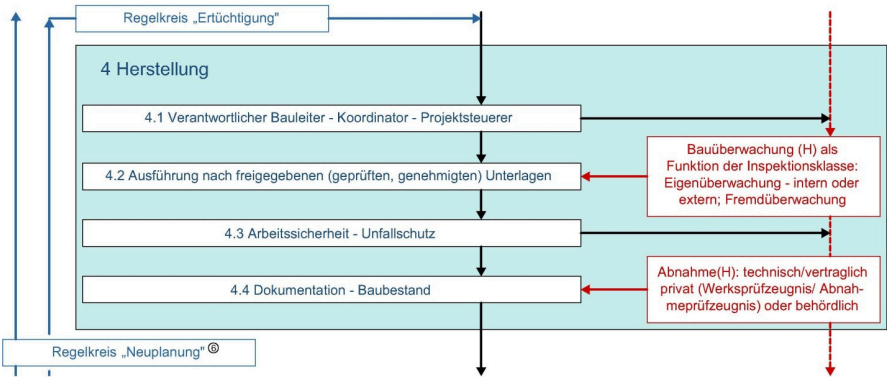


Bild 8-6: Phasen eines Bauwerks – Phase 4: Herstellung, nach [1.7]

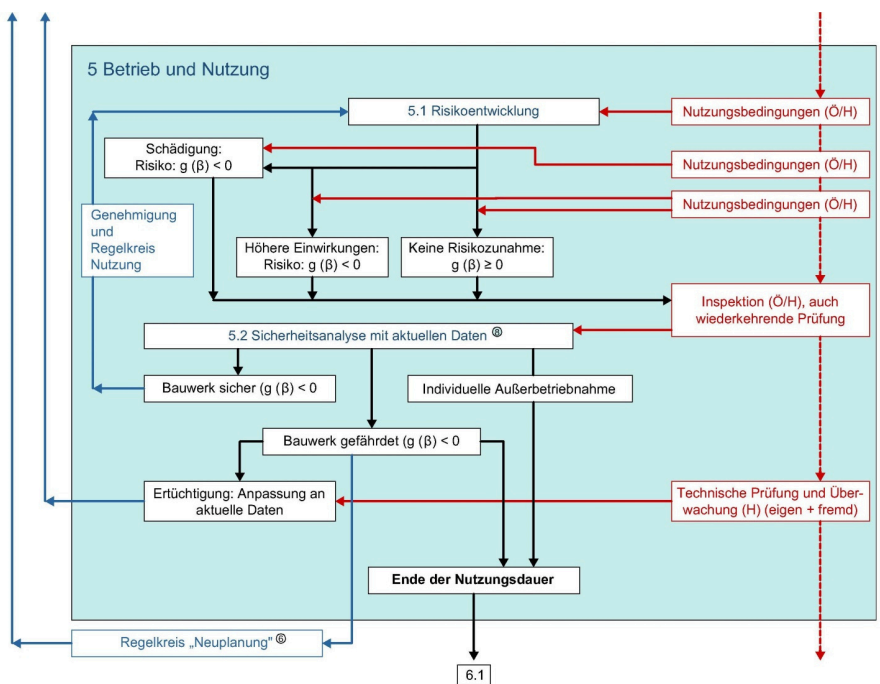


Bild 8-7: Phasen eines Bauwerks – Phase 5: Betrieb und Nutzung, nach [1.7]

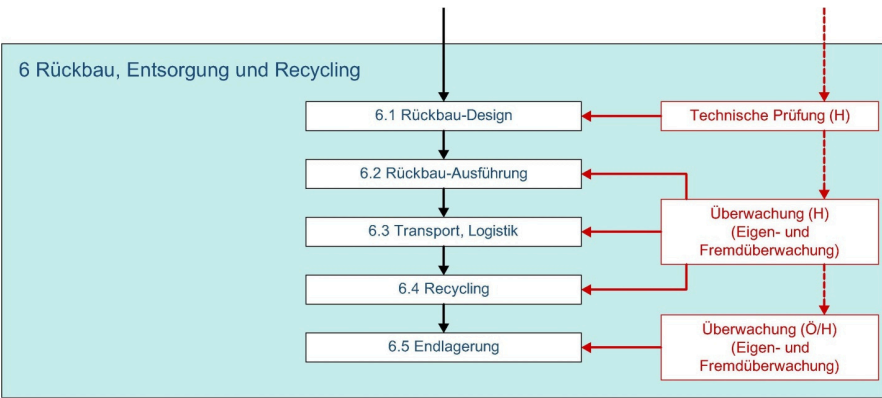


Bild 8-8: Phasen eines Bauwerks – Phase 6: Rückbau, Entsorgung und Recycling, nach [1.7]

8.3
Betondruckfestigkeiten

Tabelle 8.2:
Testverfahren für verschiedene Stichproben an Betondruckfestigkeitsuntersuchungen aus [H.9]

Güte	Kennung	Anzahl	Mittelwert m [N/mm²]	Standardabw. s [N/mm²]	Min	Max	Variationskoeff. v [%]
B25	F25R492	54	47,59	4,69	39,00	61,00	9,9
	D35R314	285	52,46	3,53	42,00	59,90	6,7
	D35R318	25	52,16	2,98	44,00	57,00	5,7
	D35R321	270	50,66	4,74	36,00	65,00	9,4
	F35R3326	267	52,95	5,82	33,00	67,00	11,0
	F35R6304	37	46,16	3,35	38,00	52,00	7,3
	F35R7644	130	53,02	5,60	34,00	68,00	10,6
	F35R7751	36	53,69	6,45	41,00	67,00	12,0
	F35R7811	57	49,88	5,62	36,00	64,00	11,3
	F35R7841	59	54,02	4,96	47,00	64,00	9,2
	F35R8842	84	53,14	4,83	42,00	67,00	9,1
	F35R9304	48	46,15	4,69	36,00	55,00	10,2
	F35R9506	231	54,13	6,43	35,00	71,00	11,9
	F35R9508	51	53,73	5,01	40,00	65,00	9,3
	F35R9518	69	49,29	5,02	31,00	61,00	10,2
	F35R9521	136	49,51	4,01	40,00	59,00	8,1
	F35R9711	54	45,11	4,61	37,00	55,00	10,2
	M35R3351	350	45,87	3,96	38,00	60,00	8,6
B35	M35R7007	790	43,96	3,85	37,00	62,00	8,8
	N35R312	1381	53,98	4,55	40,00	67,60	8,4
	D45R411	233	53,00	2,41	48,30	60,80	4,5
	D45R413	50	60,20	4,89	52,40	74,30	8,1
	D45R414	156	57,31	4,56	45,00	67,00	8,0
	D45R416	308	56,40	3,37	45,40	66,10	6,0
	D45R418	18	56,67	2,43	51,00	60,00	4,3
	D45R419	20	57,30	4,41	50,00	65,00	7,7
	D45R421	342	58,27	5,22	46,00	73,00	9,0
	F45R493	37	52,27	4,82	45,00	67,00	9,2
	F45R6324	241	55,77	6,60	36,00	82,00	11,8
	M45R1400	524	55,03	4,78	45,00	74,00	8,7
	N45R412	845	62,75	4,06	52,60	77,00	6,5
	N45R450	271	58,68	5,33	44,00	73,00	9,1
	R45R442	141	55,33	3,64	45,61	63,32	6,6
	R45R445	271	61,49	3,91	50,00	74,56	6,4
	R45R450	18	63,73	2,51	56,67	67,94	3,9
B45	D55R511	73	56,95	7,21	43,20	65,40	12,7
	D55R513	122	66,24	4,89	55,00	78,70	7,4
	D55R514	51	65,75	3,65	60,00	72,00	5,5
	D55R515	59	66,43	4,25	59,00	76,00	6,4
	D55R518	41	65,06	4,03	58,00	73,00	6,2
	D55R521	287	67,83	4,69	59,00	79,00	6,9
	D55R522	92	76,57	5,65	57,00	88,00	7,4
	F55R9512	68	75,51	6,66	61,00	91,00	8,8
	M55R1506	554	63,79	4,15	56,00	78,00	6,5
	N55R112	434	66,94	3,68	49,20	77,00	5,5
	N55R521	638	69,18	3,49	58,90	81,00	5,0
	R55R550	109	64,85	2,98	57,94	72,37	4,6
	R55R555	33	61,63	2,42	55,70	66,67	3,9
	D85R815	19	106,58	8,22	98,00	119,00	7,7
	D85R817	316	102,43	4,67	79,00	114,50	4,6

nicht-normalverteilte Betonkennungen sind grau unterlegt

Tabelle 8.3: Testverfahren für verschiedene Stichproben an Betondruckfestigkeitsuntersuchungen aus [H.9]

Güte	Kennung	Normalverteilung		keine Ausreißer		Mittelwert		Quantil
		K-S-Test	χ^2 -Test	D-H-P	Grubbs	t-Test 1	ε [%]	
B25	F25R492		✓	✓	✓	✓	2,69	39
	D35R314		✓	✓	✓	✓	0,79	47
	D35R318	✓		✓	✓	✓	2,01	48
	D35R321		✓	✓	✓	✓	1,12	43
	F35R332		-	✓	✓	✓	1,33	43
	F35R630	✓		✓	✓	✓	2,42	40
	F35R764		-	✓	✓	✓	1,83	44
	F35R775	✓		✓	✓	✓	4,06	43
	F35R781		-	✓	✓	✓	2,99	41
	F35R784		-	✓	✓	✓	2,39	46
	F35R884		-	✓	✓	✓	1,97	45
	F35R930	✓		✓	✓	✓	2,95	38
	F35R950		-	✓	✓	✓	1,05	42
	F35R950		-	✓	✓	✓	2,62	45
	F35R951		-	✓	✓	✓	2,45	41
	F35R952		✓	✓	✓	✓	1,37	43
B35	F35R971		-	✓	✓	✓	2,79	38
	M35R351		-	✓	✓	✓	0,88	39
	M35R700		-	✓	✓	✓	0,56	38
	N35R312		✓	✓	✓	✓	0,45	46
	D45R411		-	✓	✓	✓	0,59	49
	D45R413	-		✓	✓	✓	2,31	51
	D45R414		✓	✓	✓	✓	1,26	50
	D45R416		-	✓	✓	✓	0,67	51
	D45R418	✓		✓	✓	✓	2,13	52
	D45R419	✓		✓	✓	✓	3,61	48
	D45R421		✓	✓	✓	✓	0,95	50
	F45R493	✓		✓	✓	✓	3,08	44
	F45R632		-	-	-	✓	1,50	45
	M45R140		-	✓	✓	✓	0,68	48
	N45R412		-	✓	✓	✓	0,43	56
	N45R450		-	✓	✓	✓	1,09	50
B45	R45R442		✓	✓	✓	✓	1,10	49
	R45R445		✓	✓	✓	✓	0,74	55
	R45R450	-		-	-	✓	1,96	59
	D55R511		-	✓	✓	-	2,95	44
	D55R513		✓	✓	✓	✓	1,32	58
	D55R514		✓	✓	✓	✓	1,56	59
	D55R515		✓	✓	✓	✓	1,67	59
	D55R518	✓		✓	✓	✓	1,95	58
	D55R521		✓	✓	✓	✓	0,80	60
	D55R522		-	✓	-	✓	1,53	67
	F55R952		-	✓	✓	✓	2,13	65
	M55R150		-	✓	✓	✓	0,51	57
	N55R112		✓	✓	✓	✓	0,51	61
	N55R521		-	✓	✓	✓	0,39	63
	R55R550		✓	✓	✓	✓	0,87	60
	R55R555	✓		✓	✓	-	1,39	57
B85	D85R815	-		✓	✓	✓	3,78	90
	D85R817		-	-	-	✓	0,50	93

nicht-normalverteilte Betonkennungen sind grau unterlegt; ✓ = erfüllt; - = nicht erfüllt

8.4 Zeitpunkte im DLS

8.4.1 Karbonatisierung

$$t_{li}^d = \left(\frac{(x^c - \Delta x)^2 \cdot R_{0,ca}^c}{2 \cdot c_{s,ca}^c \cdot k_{e,ca}^c \cdot k_{c,ca}^c \cdot t_0^{2n_{ca}^c} \cdot \gamma_{R_{ca}}} \right)^{\frac{1}{1-2n_{ca}^c}} \quad (2-57)$$

x^c	Charakteristischer Wert der Betondeckung [mm]
Δx	Vorhaltemaß der Betondeckung [mm]
$R_{0,ca}^c$	charakteristischer Karbonatisierungswiderstand [$a \cdot kg/m^3/mm^2$]
$c_{s,ca}^c$	charakteristischer Wert der Oberflächenkonzentration [kg/m^3]
$k_{e,ca}^c$	charakteristischer Faktor zur Berücksichtigung der Umwelt [-]
$k_{c,ca}^c$	charakteristischer Faktor zur Berücksichtigung der Nachbehandlung [-]
t_0	auf ein Jahr bezogenes Betonalter [-] (z. B. nach 28 d: $t_0 = 28/365 = 0,0767$)
n_{ca}^c	charakteristischer Faktor zur Berücksichtigung des Betonalters [-]
$\gamma_{R_{ca}}$	Teilsicherheitsbeiwert der Karbonatisierung [-]

8.4.2 Chloridmigration

$$t_{li}^d = \left[\left(\frac{2}{(x^c - \Delta x)} \cdot \operatorname{erf}^{-1} \left(1 - \frac{c_{cr}^c}{\gamma_{c_{cr}} \cdot A_{c_{s,cl}}^c \cdot \frac{w}{z} \cdot \gamma_{c_{s,cl}}} \right) \right)^{-2} \cdot \frac{R_{0,cl}^c}{k_{e,cl}^c \cdot k_{c,cl}^c \cdot t_0^{n_{cl}^c} \cdot \gamma_{R_{cl}}} \right]^{\frac{1}{1-n_{cl}^c}} \quad (2-58)$$

x^c	Charakteristischer wert der Betondeckung [mm]
Δx	Vorhaltemaß der Betondeckung [mm]
c_{sr}^c	kritische Chloridkonzentration [M-%/z]
$\gamma_{c_{cr}}$	Teilsicherheitsbeiwert für die kritische Chloridkonzentration [-]
$\gamma_{c_{s,cl}}$	Teilsicherheitsbeiwert für die Chloridkonzentration an der Oberfläche [-]
$\gamma_{R_{cl}}$	Teilsicherheitsbeiwert für den Chloridwiderstand [-]
$A_{c_{s,cl}}^c$	Verhältnis der Oberflächen-Chloridkonzentration zu den w/z-Wert [M-%/z]
$R_{0,cl}^c$	charakteristischer Chloridwiderstand [a/mm^2]
w/z	Wasser-Zement-Wert [-]
$k_{e,cl}^c$	charakteristischer Faktor zur Berücksichtigung der Umwelt [-]
$k_{c,cl}^c$	charakteristischer Faktor zur Berücksichtigung der Nachbehandlung [-]
n_{cl}^c	charakteristischer Faktor zur Berücksichtigung des Betonalters [-]

8.4.3 Rissbildung und Betonabplatzung

$$t_{sp}^d = \frac{\frac{w_{cr} - w_0}{b^c \cdot \gamma_b} + a_1 + a_2 \cdot \frac{x^c - \Delta x}{d_i} \cdot a_3 \cdot \frac{f_{c,sp}^c}{\gamma_c}}{V^c \cdot \gamma_V \cdot w_t} + t_i^d \quad (2-59)$$

w_{cr}	Kritische Rissweite [mm]
w_0	anfänglicher sichtbarer Riss [mm]
b^c	Parameter zur Berücksichtigung der Bewehrungslage im Bauteil [mm/ μ m]
γ_b	Teilsicherheitsbeiwert für b^c [-]
γ_c	Teilsicherheitsbeiwert für Beton [-]
γ_V	Teilsicherheitsbeiwert für die Korrosionsrate [-]
a_1, a_2	Regressionsparameter [μ m]
a_3	Regressionsparameter [μ m/MPa]
d_i	anfänglicher Bewehrungsstabdurchmesser [mm]
V^c	charakteristischer Wert der Korrosionsrate
w_t	relative Zeit der Durchfeuchtung [-]

8.4.4 Querschnittsreduzierung durch Korrosion

$$t_{ult} = \frac{d_{min}}{0,0166 \cdot i_{corr} \cdot \alpha} + t_i \quad (2-60)$$

d_{min}	kleinster Betonstahldurchmesser, der zu einem Bauteilversagen führt [mm]
i_{corr}	Abtragsrate der Bewehrungskorrosion [μ m/a]
t	betrachteter Zeitpunkt [a]
α	

8.5 Schadensdatenbank

Tabelle 8.4: Rissursachen und Ort des Auftretens nach [2.143]

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

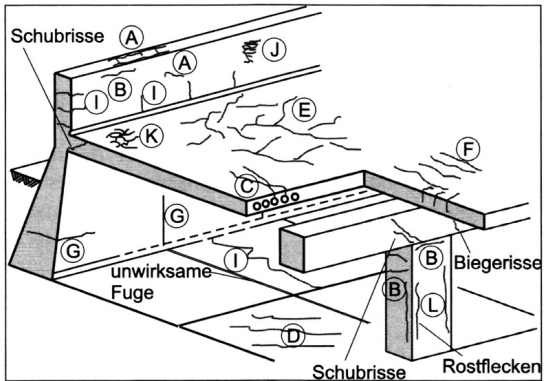
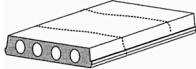
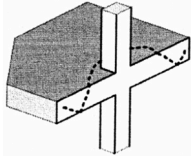
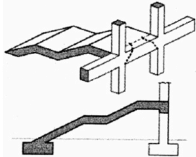
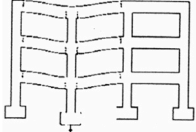

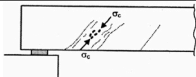
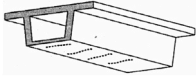
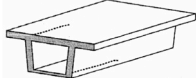


Tabelle 8.5: Auszug einer Schadensdatenbank nach [3.186]

Bezeichnung	Merkmal	Überprüfung bzw. Monitoring
	Querrisse an Plattenoberfläche oder durch ganzes Bauteil	zu schnelle Trocknung, zu schnelles Abbinden, zu hohe Trocknungstemperatur
	spiralförmige Torsionsrisse an Plattenoberfläche (Rissbreiten < 1 mm)	Dimensionierung im Randbereich, fehlerhafte Anordnung der Bewehrung im Randbereich
	spiralförmige Risse an Querbalken zum Treppenlauf (Rissbreiten < 1 mm)	unzureichende Bewehrung auf Torsionsbeanspruchung – konstruktive Kriterien unzureichend
	Risse aus Setzungen mit unterschiedlicher Breite, verlaufen annähernd vertikal und die Risslänge nimmt mit Entfernung vom Fundament ab	unplanmäßige Setzung des Pfeilers
	Rissbildung bei Stützen mit geringer Exzentrizität, Risse geringer Breite (< 1 mm) verlaufen annähernd parallel; häufig an einer Stelle konzentriert, nicht im Bereich der Längsbewehrung	übermäßige Stauchung des Betons
	in ca. 45° geneigte Risse aus Druckstrebenversagen mit kleiner, konstanter Rissbreite (0,05 – 0,1 mm), die zumeist nicht den Bauteilrand erreichen	Druck-Überbeanspruchung des Betons aus Querkraft (Versagen der Druckstrebe)
	Querrisse aus thermischer Spannung mit relativ großer Breite (0,2 – 0,5 mm); können unmittelbar nach dem Betoniervorgang entstehen	Temperaturspannungen aus unterschiedlich schnellem Auskühlen von dünnen Platten, die durch Stege behindert sind
	Querrisse aus thermischer Spannung mit relativ großer Breite (0,2 – 0,5 mm); können unmittelbar (1 Tag bis 1 Woche) nach dem Betoniervorgang entstehen	unterschiedliche thermische Kontraktion zwischen Stegen und Platten beim Auskühlen

8.6 Probabilistische Berechnungen

8.6.1 Brücken

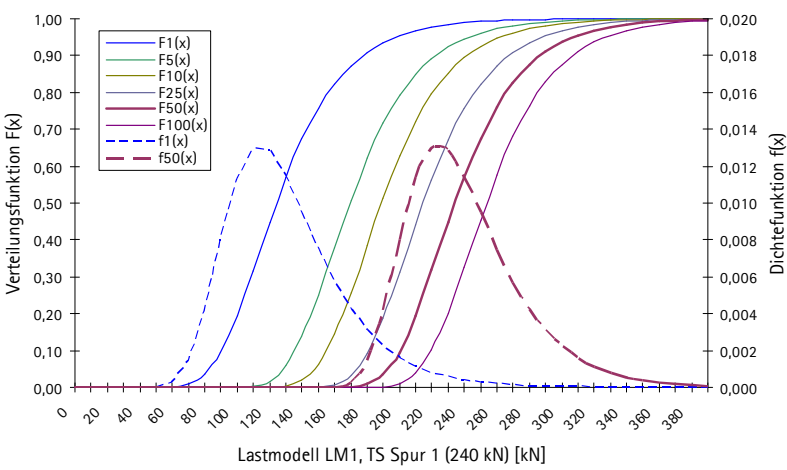


Bild 8-9: Extremwertverteile Verkehrslast für Bezugszeiträume von $a = 1$ Jahre bis $a = 100$ Jahre
(Tandemsystem Spur 1, LM1 nach DIN Fachbericht 101)

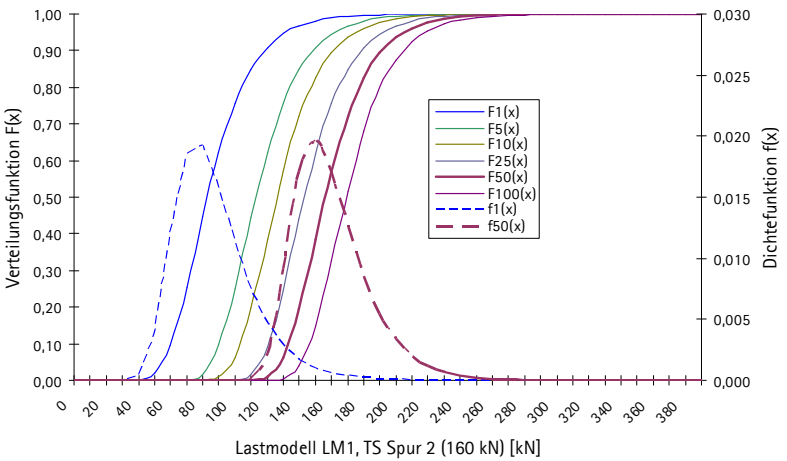


Bild 8-10: Extremwertverteile Verkehrslast für Bezugszeiträume von $a = 1$ Jahre bis $a = 100$ Jahre
(Tandemsystem Spur 2, Lastmodell LM1 nach DIN Fachbericht 101)

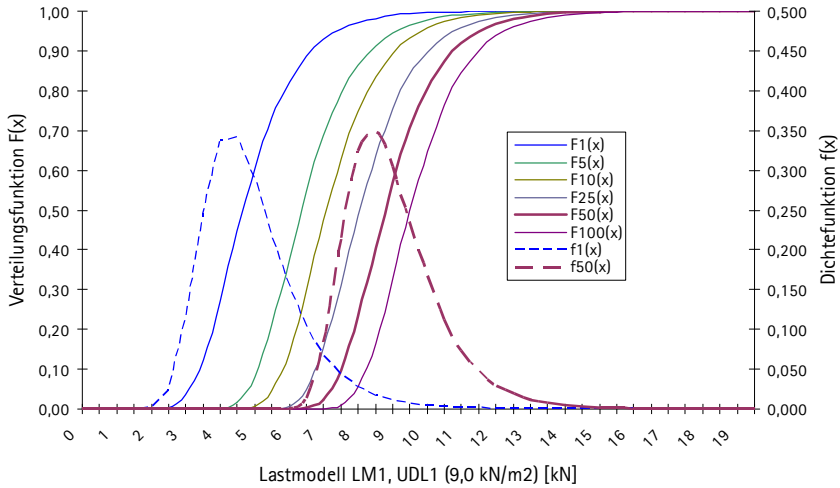


Bild 8-11: Extremwertverteilung Verkehrslast für Bezugszeiträume von $a = 1$ Jahre bis $a = 100$ Jahre
(Flächenlast Spur 1, Lastmodell LM1 nach DIN Fachbericht 101)

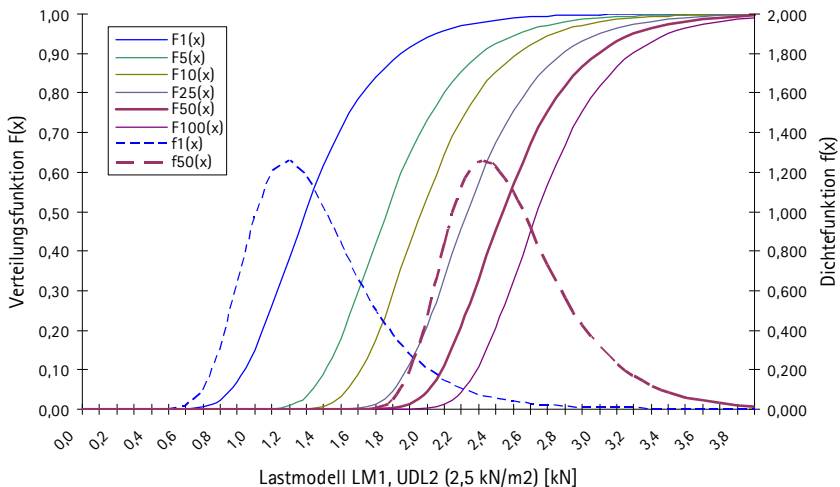


Bild 8-12: Extremwertverteilung Verkehrslast für Bezugszeiträume von $a = 1$ Jahre bis $a = 100$ Jahre
(Flächenlast Spur 2, Lastmodell LM1 nach DIN Fachbericht 101)

8.6.2 Windenergieanlagen

Zusammenstellung relevanter Größen für probabilistische Berechnungen von Windenergieanlagen.

Tabelle 8.6: Modellunsicherheiten im FLS nach Falsø et. al. aus [3.196]

Basisvariable	Verteilung	Mittelwert	Standardabweichung
Load calculation factor B_L	LN	0,696	0,216
Stress calculation factor B_σ	LN	1,000	0,050
Stress concentration factor calculation B_H	LN	1,011	0,150

Tabelle 8.7: Unsicherheiten der Einwirkungs- und Widerstandsgrößen aus [3.196]

Basisvariable	Verteilung	Mittelwert	Standardabweichung	Grenzzustand
Faktor für Gründungssteifigkeit f_g	LN	1,0	0,6	ULS, SLS, FLS
Elastizitätsmodul E [MPa]	LN	210.000	6.300	ULS, SLS
Steckgrenze f_y [MPa]	LN	370	24,2	ULS
Dickenänderung f_t [mm]	N	1,2	0,7	SLS
Unsicherheit des Einwirkungsmodells $f_{M,FE}$	LN	1,0	0,1	ULS
Faktor für Windeinwirkung f_W	WB	0,4891	0,2256	ULS

Tabelle 8.8: Modellunsicherheiten im FLS nach [3.196]

Basisvariable	Verteilung	Mittelwert	Standardabweichung
Modellunsicherheit	LN	1,00	0,30
Palmgren-Miner Δ			
SN-Kurvenparameter log C	N	12,80	0,25

Monitoringgestützte Risikobewertung bestehender Massivbauwerke

Der Zusammenhang zwischen der Sicherheit eines Bauwerks auf der einen und der Überprüfung seines Zustandes und Messung seiner Beanspruchung auf der anderen Seite ist nicht neu. In vielen Bereichen des Bauwesens finden dafür entsprechende Untersuchungen statt. Diese verfolgen einerseits das Ziel, die auf das Bauwerk wirkenden Einwirkungen genauer einschätzen zu können. Aus diesem Grund werden einige Einwirkungen unmittelbar mit Sensoren erfasst (z. B. Temperatur), andere hingegen nur indirekt z. B. über Bauteilreaktionen (z. B. Gewichts- und Verkehrslasten). Andererseits sollen mit einer Überprüfung frühzeitig Schäden oder Überbeanspruchungen festgestellt werden, um eine Schadensbehebung oder im Extremfall den Schutz von Personen und Sachmitteln zu ermöglichen.

Sobald die Öffentlichkeit durch ein katastrophales Bauwerkversagen schockiert wird, reagiert die Fachwelt z. T. mit innovativen, oftmals jedoch mit lange bekannten und in Vergessenheit geratenen Ansätzen. Die Gründe des Bauwerkversagens stehen dabei nicht immer im Fokus der Entwicklungen. Dies wurde wieder einmal z. B. nach dem tragischen Einsturz der Eissporthalle in Bad Reichenhall deutlich. In diesem Fall führten – wie im Regelfall – verschiedene Einflüsse und Randbedingungen zum Unglück und »neue« Messverfahren können nur begrenzt dienlich sein.

Eine kostenverträgliche Erhaltung der Infrastruktur steht weltweit im Fokus der Untersuchungen. Nachdem bereits einige katastrophale Brückeneinstürze zu verzeichnen sind, werden auch die Politik und die Bevölkerung auf dieses Problem aufmerksam. Ein vorrangiges Ziel der bisherigen und aktuellen Forschungsarbeiten ist es, aus dem Gesamtbestand der Infrastrukturbauwerke eine klassifizierte Übersicht zu erstellen. Damit soll eine prioritätenorientierte, kostenoptimierte Instandhaltungsstrategie entwickelt werden. Für diese Aufgabe stehen bspw. bei Brückentragwerken Datenbanksysteme bereit, in denen die aus den Brückenprüfungen zusammengetragenen Erkenntnisse über den Zustand einer Brücke formuliert sind. Aufgrund der im Regelfall nur unzureichend vorliegenden Informationen sind die darauf basierenden Erhaltungsstrategien noch sehr anfällig.

Mit Prognosen über den Zustand wird versucht, den Erhaltungsaufwand abzuschätzen und zu planen. Die dafür erforderlichen Eingangswerte können mit statistischen Mitteln aus Messreihen und Simulationen abgeleitet werden. Ein weiterer Schritt besteht nun darin, diese statistischen Daten numerisch weiter zu bearbeiten und auf wahrscheinlichkeitstheoretischer Grundlage Prognosen zu formulieren. Für diese Arbeitsschritte bestehen sowohl national als auch international erste Ansätze. Ob damit genauere Vorhersagen möglich werden, hängt letztlich von der Verfügbarkeit und Qualität der relevanten Eingangswerte sowie den durch Modelle vorausgesetzten Abhängigkeiten ab.

In dieser Arbeit werden die vielfältigen Abhängigkeiten der zuvor genannten Größen benannt und Zusammenhänge dargestellt. Durch praxisnahe Anwendungen an Brücken, Windenergieanlagen und Hochbauten wird der Umgang mit der Messtechnik sowie den probabilistischen Ansätzen veranschaulicht.

ISBN 978-3-8167-9298-7



9 783816 792987